F 1503/5

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI

Tomul XXI (XXV)

Fasc. 1–2

SECŢIA V CONSTRUCŢII ARHITECTURĂ

1975

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC

DIN IAŞI

Tomul XXI (XXV)

Fasc. 1—2

SECŢIA V CONSTRUCŢII ARHITECTURĂ

1975

COLEGIUL DE REDACȚIE

Prof. em. dr. doc. GH. ALEXA, prof. em. ing. D. ATANASIU, prof. ing. C. CALISTRU, prof. ing. T. GOLGOȚIU, prof. dr. doc. D. MANGERON (secretar), conf. ing. A. MARCHIȘ, prof. dr. doc. D. RUSU, acad. prof. dr. doc. CRISTOFOR SIMIONESCU (președinte)

COMITETUL DE REDACȚIE AL SECȚIEI

V. CONSTRUCȚII ARHITECTURĂ

Prof. dr. ing. C. CIOBANU
Prof. dr. ing. VL. BOGHIAN
Prof. dr. ing. ADR. RADU

REDACȚIA

Prof. dr. doc. D. MANGERON (redactor responsabil)
Prof.. dr. ing. HUGO ROSMAN (secretar)

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Tomul XXI (XXV), Fasc. 1–2 1975

Secţia V

CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

SUMAR

Pag.

ADRIAN RADU şi VERONICA RADU, Utilizarea dispozitivului Hele-Shaw pentru studiul punţilor termice create prin intersecţia pereţilor omogeni (franc., rez. rom.) 7

C. D. IONESCU şi D. GORBĂNESCU, Consideraţii privind formulările matriceale şi conceptul de reţea în analiza structurilor (engl., rez. rom.) . . 13

IULIAN IONESCU, Calculul plăcilor plane, dreptunghiulare, cu zonă rigidă, rezemate pe terenuri deformabile (franc., rez. rom.) 17

DAN PRECUPANU şi D. GORBĂNESCU, Bare metalice întinse pretensionate în mai multe trepte (rom., rez. franc.) 27

I. DUMITRESCU, V. PESCARU şi RUDOLF MÜHLBÄCHER, Încercări cu table cutate din oţel (germ., rez. rom.) 33

I. DUMITRESCU, RUDOLF MÜHLBÄCHER şi V. PESCARU, Consolidarea unor acoperişuri metalice cu ferme cu zăbrele (germ., rez. rom.) 37

VICTOR ZAVATI şi VIOREL MURGESCU, Contribuţii la calculul stabilităţii taluzelor prin metoda spiralei logaritmice (I) (rom., rez. franc.) 43

EUGEN POPA, Aplicarea calculului vectorial şi a numerelor complexe la rezolvarea problemelor de retrointersecţii folosite în determinări de puncte topografice (rom., rez. franc.) 63

ALINA VASILIU-GORINCIOIU, ELISABETA PĂUNEL şi C. CĂRUNTU, Studiul unor cimenturi româneşti prin metode fizico-chimice de analiză (I) (rom., rez. germ.) 59

M. DIMA, DIONISIE SIMIONESCU şi LILLIE VASILIU, Unele aspecte privind poluarea apelor municipiului Iaşi (rom., rez. germ.) 73

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Tom XXI (XXV), Fasc. 1–2 1975

Section V

CONSTRUCTIONS. ARCHITECTURE

CONTENTS

Pp.

ADRIAN RADU et VERONICA RADU, Utilisation du dispositif de Hele-Shaw pour l'étude des ponts thermiques crées par l'intersection des parois homogènes (French, Romanian summary) 7

C. D. IONESCU and D. GORBĂNESCU, Consideration Concerning Matrix Formulations and the Network Concept in the Analysis of Structures (English, Romanian summary) 13

IULIAN IONESCU, Le calcul des plaques planes rectangulaires à zone rigide, appuyées sur des terrains déformables (French, Romanian summary) . . 17

DAN PRECUPANU et D. GORBĂNESCU, Barres métalliques tendues prétensionées successivement (Romanian, French summary) 27

I. DUMITRESCU, V. PESCARU und RUDOLF MÜHLBÄCHER, Versuche mit profielierten Stahlblechen (German, Romanian summary) 33

I. DUMITRESCU, RUDOLF MÜHLBÄCHER und V. PESCARU, Verstärkungen von Fachwerkstahldächern (German, Romanian summary) 37

VICTOR ZAVATI et VIOREL MURGESCU, Contributions au calcul de la stabilité des talus selon la méthode de la spirale logarithmique (I) (Romanian, French summary) 43

EUGEN POPA, Calcul des points doubles à l'aide du calcul vectoriel et des nombres complexes (Romanian, French summary) 53

ALINA VASILIU-GORINCIOIU, ELISABETA PĂUNEL und C. CĂRUNTU, Studium einiger rumänischer Zemente durch physische und chemische Analysen (I) (Romanian, German summary) 59

M. DIMA, DIONISIE SIMIONESCU und LILLIE VASILIU, Einige Merkmale der Wasserverschmutzung der Stadt Jassy (Romanian, German summary) 73

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Том XXI (XXV), Вып. 1—2 1975

Секция V

СТРОИТЕЛЬСТВО. АРХИТЕКТУРА

СОДЕРЖАНИЕ

Стр.

АДРИАН РАДУ и ВЕРОНИКА РАДУ, Применение прибора Hele-Shaw для изучения однородных термических мостов при пересечении стен (франц., рез. рум.) 7

К. Д. ИОНЕСКУ и Д. ГОРБЭНЕСКУ, Об матричной и топологической формулировки расчета стержневых систем (англ,, рез. рум.) . . . 13

ЮЛИЯН ИОНЕСКУ, Расчет прямоугольных плит с жестким влключением на просадочных грунтах (франц., рез. рум.) 17

ДАН ПРЕКУПАНУ и Д. ГОРБЭНЕСКУ, Многоступенчатые металлические предварительно напряженные конструкции (рез. рум., франц.) 27

И. ДУМИТРЕСКУ, В. ПЕСКАРУ и РУДОЛЬФ МЮЛБЕХЕР, Испытание металлических настил (нем., рез. рум.) 23

И. ДУМИТРЕСКУ, РУДОЛЬФ МЮЛБЕХЕР и В. ПЕСКАРУ, Решения укрепления металлических сквозных ферм железными заборами (нем., рез. рум.) 37

ВИКТОР ЗАВАТИ и ВИОРЕЛ МУРДЖЕСКУ, Вклады по расчету устойчивости откосов методом логарифмической спирали (I) (рум., рез. франц.) 43

ЕУДЖЕН ПОПА, Применение векторяльного исчисления и комплексных чисел в решений вопрос обратной засечки (рум., рез. франц.) 53

АЛИНА ВАСИЛИУ-ГОРИНЧОЮ, ЭЛИСАБЕТА ПЭУНЕЛ и К. КЭРУНТУ, Изучение некоторых румынских цементов физико-химическими методами анализа (I) (рум., нем. рез.) 59

М. ДИМА, ДИОНИСИЕ СИМИОНЕСКУ и ЛИЛЛИЕ ВАСИЛИУ, К вопросу загрязнения вод города Яссы (рум., нем. рез.) 73

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXI (XXV), Fasc. 1—2, 1975
Secţia V
CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

C.D. 530.17; 624.02

UTILISATION DU DISPOSITIF DE HELE-SHAW POUR L'ÉTUDE DES PONTS THERMIQUES CRÉES PAR L'INTERSECTION DES PAROIS HOMOGÈNES

PAR

ADRIAN RADU et VERONICA RADU

1. Introduction

L'étude des ponts thermiques crées par l'intersection des parois homogènes en béton ou en maçonnerie implique la connaissance des valeurs numériques de la température $t(x, y)$ satisfaisant l'équation

$$\Delta t = 0 \tag{1}$$

ainsi que les conditions aux limites de Fourier:

$$\lambda \left(\frac{\partial t}{\partial n}\right)_{i,e} = \alpha_{i,e}\,(t_{ai,ae} - t) \tag{2}$$

sur les surfaces (a-b-c, d-e-f) et de Neumann

$$\frac{\partial t}{\partial n} = 0 \tag{3}$$

sur les frontières (a-d, f-c), λ étant la conductivité thermique et α le coefficient d'échange thermique à la surface de l'élément de construction située en contact avec l'air à l'intérieur (i) ou à l'extérieur (e) du bâtiment (fig. 1).

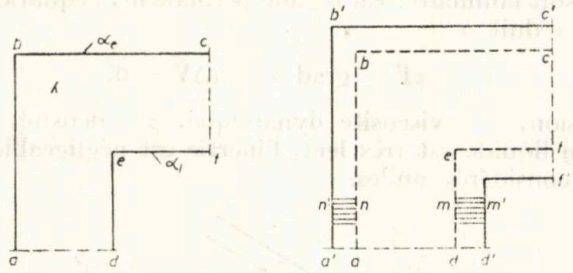


Fig. 1. — Domaines thermiques réel (à gauche) et virtuel (à droite); pont thermique homogène.

On arrive à une certaine simplification du problème plan en attachant au domaine étudié des zones supplémentaires a-a'-b'-c'-c-b et d'-e-f-f'-e'-d'. Ces zones doivent avoir une résistance thermique équivalente à celle de la surface de la paroi ($R_i = 1/\alpha$ et $R_e = 1/\alpha_e$). Leur épaisseur, $l_{i,e}$, sera donc définie par la relation

$$\frac{l_{i,e}}{\lambda} = \frac{1}{\alpha_{i,e}}$$

d'où il résulte

$$l_{i,e} = \frac{\lambda}{\alpha_{i,e}}. \tag{4}$$

Pour ne pas altérer le champ il est nécessaire que le flux thermique traversant ces zones reste perpendiculaire aux surfaces de la paroi. À cet effet on peut imaginer des lignes *m-m'* et *n-n'*, de conductivité thermique nulle, assez proches les unes des autres. Un nouveau domaine thermique, *a'-b'-c'-f'-e'-d'*, est ainsi défini. On l'appelera dans ce qui suit *domaine thermique virtuel*. Dans ses limites on aura

$$\Delta t = 0 \tag{5}$$

ainsi que, aux frontières *a'-d'* et *f'-c'*,

$$\frac{\partial t}{\partial n} = 0 \tag{6}$$

et aux frontières *a'-b'-c'* et *d'-e'-f'*,

$$t = t_{i,e}. \tag{7}$$

De cette manière, la condition de Fourier est remplacée par une condition Dirichlet, plus commode à utiliser pour tout genre de représentation analogique.

2. Problème d'écoulement

Soit deux plaques horizontales fixes (fig. 2), constituant le dispositif classique de Hele-Shaw [1], entre lesquelles s'écoule un fluide visqueux incompressible. Supposons que la vitesse (V) est assez petite pour que le régime soit laminaire. En régime permanent, l'équation de Navier-Stokes se réduit à

$$\rho\mathbf{F} - \operatorname{grad} p + \mu\Delta\mathbf{V} = 0, \tag{8}$$

où : p — pression, μ — viscosité dynamiqué, ρ — densité, $\mathbf{F}$ — force. Si le mouvement du liquide est très lent, l'inertie est négligeable. Alors F_x et F_y peuvent être considérés nulles.

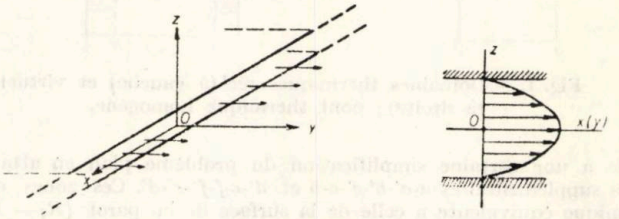


Fig. 2. — Écoulement laminaire et distribution des vitesses.

Puisque la vitesse du fluide est nulle à la surface de contact avec les plaques, on peut admettre que les variations de vitesse $\partial V_x/\partial z$ et $\partial V_y/\partial z$ sont bien plus grandes que celles par rapport aux directions x et y. On suppose *à priori* que $V_z = 0$. Donc, $\partial V_x/\partial x \approx 0$, $\partial V_x/\partial y \approx 0$, $\partial V_y/\partial x \approx$ ≈ 0, $\partial V_y/\partial y \approx 0$.

Par conséquent,

$$-\frac{\partial p}{\partial x} + \mu \frac{\partial^2 V_x}{\partial z^2} = 0, \tag{9}$$

$$-\frac{\partial p}{\partial y} + \mu \frac{\partial^2 V_y}{\partial z^2} = 0, \tag{10}$$

et

$$g - \frac{\partial p}{\partial z} = 0, \tag{11}$$

g étant l'accélération de la gravitation. En définitif il en résulte

$$p = f(x, y) - \gamma z. \tag{12}$$

On observe que $\partial p/\partial x$ et $\partial p/\partial y$ ne contiennent pas la variable z. Elles pourront être considérées constantes lors de l'intégration des équations (9) et (10) par rapport à z.

On obtient :

$$V_x = \frac{1}{2\mu} \cdot \frac{\partial p}{\partial x} z^2 + C_1 z + C_2 \quad \text{et} \quad V_y = \frac{1}{2\mu} \cdot \frac{\partial p}{\partial y} z^2 + C_3 z + C_4. \tag{13}$$

Les constantes d'intégration $C_1 \ldots C_4$ peuvent être déterminées en tenant compte que pour $z = \pm h/2$ il en résulte $V_x = 0$, $V_y = 0$. Par conséquent

$$V_x = -\frac{1}{2\mu} \cdot \frac{\partial p}{\partial x}\left(\frac{h^2}{4} - z^2\right) \quad \text{et} \quad V_y = -\frac{1}{2\mu} \cdot \frac{\partial p}{\partial x}\left(\frac{h^2}{4} - z^2\right). \tag{14}$$

Les composantes des vitesses moyennes ont les expressions :

$$V_{xm} = \frac{\partial}{\partial x}\left(-\frac{h^2}{12\,\mu} p\right) \quad \text{et} \quad V_{ym} = \frac{\partial}{\partial y}\left(-\frac{h^2}{12\,\mu} p\right). \tag{15}$$

Il est évident qu'elles sont les dérivées d'une fonction harmonique :

$$\varphi(x, y) = -\frac{h^2}{12\,\mu} p = Kp, \tag{16}$$

qui vérifie l'équation

$$\nabla(K \nabla p) = 0. \tag{17}$$

Si la distance entre les deux plaques est constante, alors

$$\Delta p = 0. \tag{18}$$

On remarque immédiatement l'analogie formelle des équations (5) et (18), ce qui justifie l'utilisation du dispositif Hele-Shaw pour la simulation de la transmission de chaleur à travers les ponts thermiques homogènes. Les grandeurs homologues seront la température $t(x, y)$ et la pression $p(x, y)$.

3. Utilisation avantageuse de l'analogie

L'analogie établie permet la représentation du champ thermique plan par un écoulement visqueux d'épaisseur constante h, dont on considère les vitesses moyennes V_{xm} et V_{ym}. Il est notamment possible de mettre en évidence les lignes de courant par des filets colorés. Cependant dans tout problème de ce genre on est surtout intéressé de connaître directement la distribution des températures.

Il est donc préférable de rechercher un modèle qui puisse faire apparaître des lignes de courant dont les trajectoires soient l'image des isothermes. À cet effet on pourra faire appel à la fonction de courant ψ, associée à φ, définie par les relations :

$$V_x = K\frac{\partial p}{\partial x} = \frac{\partial \psi}{\partial y} \quad \text{et} \quad V_y = K\frac{\partial p}{\partial y} = -\frac{\partial \psi}{\partial x} \tag{18}$$

soit

$$\frac{\partial p}{\partial x} = \frac{1}{K}\cdot\frac{\partial \psi}{\partial y} \quad \text{et} \quad \frac{\partial p}{\partial y} = -\frac{1}{K}\cdot\frac{\partial \psi}{\partial x}, \tag{19}$$

La fonction ψ vérifie l'équation

$$\nabla\left(\frac{1}{K}\nabla\psi\right) = 0 \tag{20}$$

ou bien, pour $K = \text{const.}$,

$$\Delta\psi = 0. \tag{21}$$

En utilisant l'identité de forme des équations (5) et (21) il en résulte que les grandeurs homologues seront $t(x, y)$ et $\psi(x, y)$. Le domaine d'écoulement plan doit être géométriquement similaire au domaine thermique virtuel. Les conditions aux limites s'établissent comme suit :

a) Aux limites du domaine thermique virtuel, où l'on connaît la température qui est constante, on aura $\partial p/\partial n = 0$. Ce seront donc des frontières que le fluide ne traverse pas.

b) Aux limites du domaine thermique virtuel, qui pour raison de symétrie ou d'autres raisons, ont le flux thermique nul, donc $\partial t/\partial n = 0$, on aura $p = \text{const.}$

L'analogie est complète, exceptant un seul détail. Aux lignes m-m' et n-n' présentes dans le domaine thermique virtuel, devraient correspondre des lignes ayant $K = \infty$. Leut matérialisation dans le dispositif Hele-Shaw est impossible. L'erreur qui s'ensuit est proportionelle au rapport entre la largeur des zones supplémentaires ($l_{t,e}$) et l'épaisseur de la paroi, mais reste toujours assez petite pour pouvoir être acceptée dans les études concernant l'isolation thermique des bâtiments. On doit d'ailleurs observer

que la condition de F o u r i e r correspond elle même à une simplification importante de la réalité car on doit supposer que l'épaisseur de la couche limite caractérisée par le coefficient global $\alpha_{i,e}$ est nulle. Ces observations permettent à apprecier que les résultats obtenus par l'analogie décrite ci-dessus se rapprochent assez bien de la situation réele.

Des précautions doivent être prises pour éviter l'altération du champ étudié. C'est ainsi que la vitesse de l'écoulement doit être aussi lente que possible afin, non seulement de rester en dessous de la valeur critique du nombre de R e y n o l ds pour le régime laminaire, mais aussi pour pouvoir négliger l'inertie du fluide. L'expérience montre [1] que l'on doit satisfaire, simultanément, aux conditions $\mathcal{R}e = \frac{V_m L \rho}{\mu} < \mathcal{R}e_{cr}$ et aussi $\mathcal{R}e = \mathcal{R}e \left(\frac{h}{L}\right)^2 \leqslant 1$, L étant une longueur caractéristique et V_m — la vitesse maximum du fluide dans le modèle.

4. Conclusions

Divers cas particuliers de ponts thermiques situés à l'intersection des mûrs en béton et maçonnerie ont pu être étudiés de cette manière (fig. 3). La généralisation des résultats est présentée dans la fig. 4 en se rap-

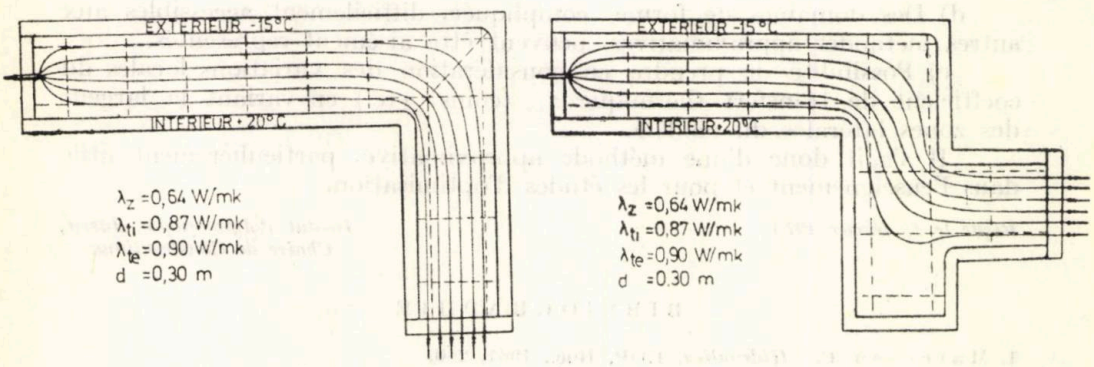


Fig. 3. — Champs thermiques étudiés ; visualisation des lignes de courant par filets coloré

portant à des grandeurs adimensionelles. L'installation à été réalisée dans le Laboratoire du Bâtiment de l'Institut Polytechnique de Jassy. On peut remarquer certains avantages de la méthode présentée par rapport aux autres méthodes approximatives déjà connues [3], à savoir :

a) Réalisation simple de l'installation.

b) Relèvement photographique direct et présentation intuitive des lignes isothermiques.

c) Les calculs préliminaires, assez nombreux, nécessaires pour écrire les équations algébriques à résoudre par calculateur, ainsi que le dessin même des isothermes, ne sont plus nécessaires.

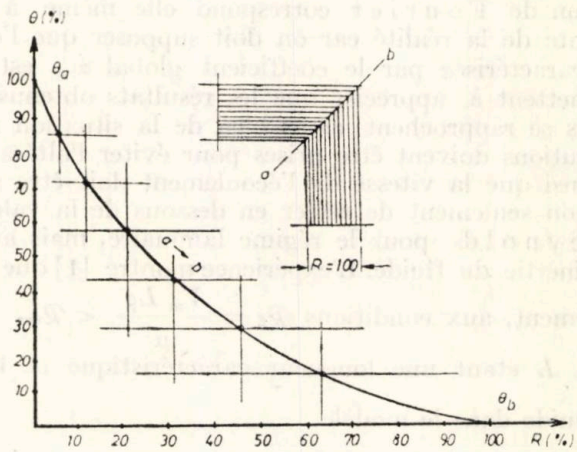


Fig. 4. — Distribution des températures dans l'axe de symétrie d'un pont thermique homogène (zone de coin):

$$\theta(\%) = 100\,\frac{\Delta t}{t_i - t_e}, \qquad R(\%) = \frac{d_i}{\lambda_i} \cdot \frac{100}{\frac{1}{\alpha_i} + \Sigma\,\frac{d_i}{\lambda_i} + \frac{1}{\alpha_e}}.$$

d) Des domaines de forme compliquée, difficilement accessibles aux autres méthodes approximatives, peuvent être aisément représentés.

e) Possibilité de prendre en considération des variations locales du coefficient de transfert thermique $\alpha_{i,e}$ (coins, etc.) en variant la largeur des zones latérales du modèle.

Il s'agit donc d'une méthode approximative, particulièrement utile dans l'enseignement et pour les études d'optimisation.

Reçue le 15 février 1975

Insitut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Constructions

BIBLIOGRAPHIE

1. Mateescu C., *Hidraulica.* EDP, Buc., 1961, 280.
2. Oroveanu T., *Mecanica fluidelor vîscoase.* Ed. Acad. R. S. R., Buc., 1967, 100.
3. Лыков А., *Теоретические основы строительной теплофизики.* Изд. АН БССР, Минск, 1961, 432.

UTILIZAREA DISPOZITIVULUI HELE-SHAW PENTRU STUDIUL PUNȚILOR TERMICE CREATE PRIN INTERSECȚIA PEREȚILOR OMOGENI

(Rezumat)

Se formulează problema de transmisie a căldurii în zona punților termice create prin intersecția unor pereți considerați omogeni. Stabilindu-se un domeniu termic echivalent, care permite simplificarea condițiilor de contur, se demonstrează posibilitatea utilizării modelului Hele-Shaw pentru reprezentarea analogică a punților termice. Se discută modificarea adusă condiției de tip Fourier și se prezintă cazuri studiate în laborator. Liniile izoterme au fost vizualizate cu fileuri de lichid colorat astfel că imaginea cîmpului se obține direct, prin fotografiere.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC IAŞI
Tomul XXI (XXV), Fasc. 1—2, 1975
Secţia V
CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

D. C. 681.3.001 : 624.07

CONSIDERATION CONCERNING MATRIX FORMULATIONS AND THE NETWORK CONCEPT IN THE ANALYSIS OF STRUCTURES

BY

C. D. IONESCU and D. GORBĂNESCU

1. The great number of calculations necessary for the determination of the static or seismic response of structures necessitates the use of computers.

But since classical formulations of the two basic methods employed in structural analysis — the force method and the displacement method — do not have predictable advantages in computer interpretation of data, the two methodes have been reformulated in such a way as to ensure distinct advantages concerning the introducing of data, the speed at which the programmed input is solved and particularly the myriad possibilities of solving problem structures with an ever increasing degree of complexity.

2. The force method and the displacement method presented under matrix form [1], [7]...[9], employ the mathematical theory of matrices [2], [9]. With the force method, the relation used to determine the final stresses in members can be written under the form of the following matrix:

$$\{R\} = [[I] - [U]([U]^T[F][U])^{-1}[U]^T[F]]\{S\} - [U]([U]^T[F][U])^{-1}[U]^T\{d\} \tag{1}$$

and with the displacement method the final stresses in the members are determined by means of the following relation:

$$\{R\} = [K][A]([A]^T[K][A])^{-1}\{P\} + [[K] - [K][A]([A]^T[K][A])^{-1}[A]^T[K]]\{d\}. \tag{2}$$

3. As the matrix methods still present a lot of difficulties as to introducting and interpreting of data in computers, a new formulation of the method for the analysis of structures has been sought the using of the matrix theory combined with the graph theory [3], [5]. New formulation was given under the name of network concept [4], [6], with two variants: the mesh method and the node method.

The global stresses in members in the node method (which is equivalent to the displacement method) are determined by means of the following relation :

$$\{R\} = [K]\,[N]\,([N]^T\,[K]\,[N])^{-1}\,\{P\} + \\ + [[K] - [K]\,[N]\,([N]^T\,[K]\,[N])^{-1}\,[N]^T\,[K]]\,\{d\} \tag{3}$$

and in the mesh method (equivalent to the force method) by the relation :

$$\{R\} = [[I] - [C]\,([C]^T\,[F]\,[C])^{-1}\,[C]^T\,[F]]\,\{S\} - \\ - [C]\,([C]^T\,[F]\,[C])^{-1}\,[C]^T\,\{d\}\,. \tag{4}$$

4. The computing methods in structural analysis should satisfy the following three conditions : the equilibrium condition, the compatibility condition and the stress — strain relation (H o o k e's law). The first two conditions are nuance varied expressed with matrix formulations as compared with the network formulations. This becomes obvious if the relation (1) is compared with (4) and (2) with (3). These relations has similar forms, the final results will be identical but the vectors and the matrices they includ have different significances.

In structural analysis a special part is played by geometrical transformations which are mods when we pass from the local system (attached to each member of the structure) to the global system (attached to the structure as a whole). In matrix formulations the transformation of vectors from the local system into the global one is done by rotation using $[U]$ or $[A]$ type matrices. The cross stiffness $[K^{ij}]$ or the cross flexibility matrix $[F^{ij}]$ of te member determined in the local system is defined as a matrix which connects the stress and strains from the two extremities of the member.

The network concept is presented in the literature of speciality in two variants. In the first variant the transformations of the vectors are identical with those in the matrix formulations [1], [7], [9] and for the relations (1), (2), (3) and (4) a simple identity can by found. In the second variant [4], [6] the transformation from the local system to the global one is achieved by a translation — rotation operation. The stiffness matrix $[K_{jj}]$ or the flexibility matrix $[F_{jj}]$ of a member is defined as a primitive matrix that connects the stresses at one extremity of a member to the displacements at the same extremity.

5. The primitive stiffness matrix of the member has the following form :

$$[K_{jj}] = \begin{bmatrix} \dfrac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \dfrac{4EI_z}{L} & \dfrac{2EI_z}{L} \\ 0 & \dfrac{2EI_z}{L} & \dfrac{4EI_z}{L} \end{bmatrix}. \tag{5}$$

The cross stiffness matrix of the member could be expressed as a function of the primitive stiffness matrix of the member under the following form :

$$[K^{ij}] = \begin{bmatrix} [T_j^{ij}]\,[K_{jj}]\,[T_j^{ij}]^T & -[T_j^{ij}]\,[K_{jj}] \\ -[K_{jj}]\,[T_i^{ij}]^T & [K_{jj}] \end{bmatrix}. \tag{6}$$

Notations

$[R]$ – induced member force vector,
$[I]$ – unit matrix,
$[U]$ – external load member force transformation matrix,
$[F]$ – diagonal flexibility matrix of the members,
$[S]$ – applied member force vector,
$[d]$ – applied member distorsion vector,
$[A]$ – displacement transformation matrix,
$[K]$ – diagonal stiffness matrix of the members,
$[P]$ – nodal force vector,
$[A]^T\,[K]\,[A]$ – stiffness matrix of a structure,
$[N]$ – member-node matrix,
$[C]$ – member-mesh matrix,
$[N]^T\,[K]\,[N]$ – stiffness matrix for the entire structure,
$[C]^T\,[F]\,[C]$ – flexibility matrix for the entire structure,
$[U]^T\,[F]\,[U]$ – flexibility matrix for the entire structure,
$[T_j^{ij}]$ – transmission matrix of the stresses from j extremity to i extremity of the member.

Received, March 27, 1975

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Structural Engineering

REFERENCES

1. Argyris J. H., *Recent Advances in Matrix Methods of Structural Analysis.* Pergamon Press, London, 1964.
2. Bellman R., *Introducere în analiza matriceală,* (transl. from. English). Ed. Tehn., Buc., 1969.
3. Berge Cl., *Teoria grafurilor și aplicațiile ei,* (transl. from. French). Ed. Tehn., Buc., 1969.
4. Brozzetti J., *Analyse topologique des structures.* Constr. Metal., *1* (1968).
5. Dimo P., *Analiza nodală a sistemelor electroenergetice.* Ed. Acad. R. S. R., Buc., 1968.
6. Fenves S. J., Branin Jr. F. H., *Network-Topological Formulation of Structural Analysis.* Proc. ASCE, ST4 (1963).
7. Livesley R. K., *Matrix of Structural Analysis.* Pergamon Press, MacMillan, New York, 1964.
8. Rubinstein M. F., *Matrix Computer Analysis of Structures.* Prentice Hall Inc., 1969.
9. Wang P. C., *Metode numerice și matriceale în mecanica construcțiilor cu aplicații la calculatoare,* (transl. from. English). Ed. Tehn., Buc., 1970.

CONSIDERAȚII PRIVIND FORMULĂRILE MATRICEALE ȘI CONCEPTUL DE REȚEA ÎN ANALIZA STRUCTURILOR

(Rezumat)

Pentru determinarea eforturilor finale din barele unei structuri se prezintă relații de calcul cu alură asemănătoare atît pentru formulările matriceale cît și pentru conceptul de rețea, utilizînd metodele eforturilor și deformațiilor. Comparația dintre cele două formulări se efectuează și prin intermediul legăturii ce există între matricea de rigiditate (flexibilitate) primitivă și cea intrinsecă a barei.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXI (XXV), Fasc. 1—2, 1975
Secţia V
CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

C.D. 623.07; 624.1

LE CALCUL DES PLAQUES RECTANGULAIRES, À ZONE RIGIDE, APPUYÉES SUR DES TERRAINS DÉFORMABLES

PAR

IULIAN IONESCU

1. Introduction

On présente une méthode numérique pour la détermination de l'état de tension et de déformation dans les plaques planes rectangulaires à zone rigide, fondées sur des terrains qui ont un comportement semblable à un demi-espace élastique, homogène et isotrope ou transversalement anisotrope.

Dans ce but on emploie la méthode des différences finies et une matrice de flexibilité qui caractérisent le milieu d'appui.

2. Hypothéses de calcul introduit

On fait les hypothèses de calcul suivantes : le pas du réseau, λ, pris sur la surface mediane non-déformée de la plaque, est constant ; la condition de contact sera satisfaite dans les points nodaux du réseau ; le milieu d'appui est un demi-espace élastique, homogène et isotrope ou transversalement anisotrope ; le calcul est effectué seulement pour les charges transversales ; la rigidité de la zone élastique est constante ; l'intensité des pressions réactives sur un champ qui correspond à un point nodal, est considérée constante.

3. Plaque à zone rigide sur un côté

On considère une plaque plane rectangulaire, sur laquelle on a trassé un réseau orthogonal, ayant m points nodaux sur l'axe Ox et n points nodaux sur l'axe Oy, la zone rigide étant définite entre l'axe Oy et la droite qui passe par les points nodaux d, l et d, n (fig. 1).

3.1. Détermination des équations pour la déformée de l'élément

3.1.1. *Zone rigide.* Sous l'action des forces extérieures la zone rigide de la plaque ne subit pas de déformation de flexion et par conséquent la surface mediane reste plane et pour les points nodaux considérés on peut écrire le systeme d'équations :

$$(1) \qquad \begin{cases} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \\ w_{i,j} = (i-1)\,\lambda a + (j-1)\,\lambda b + c, \\ \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \end{cases}$$

ou bien sous forme matricielle :

$$(2) \qquad W_r = CP,$$

ou : $w_{i,j}$ — les flèches des points nodaux i, j, $(j = 1, \ldots, d\,;\ i = 1, \ldots, n)$; a, b et c — les paramètres du plan ; W_r — vecteur colonne avec dn composantes $w_{i,j}$; C — matrice rectangulaire avec dn lignes et trois colonnes, ayant comme éléments les coefficients des paramètres du plan (a, b et c) du système (1), P — vecteur colonne avec les composantes a, b et c.

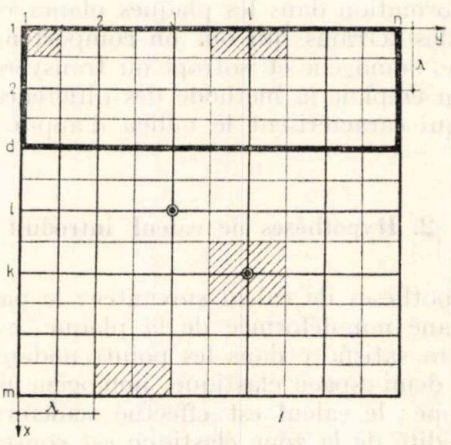


Fig. 1

3.1.2. *Zone élastique.* La déformée de la zone à rigidité finie est donnée par l'équation différentielle de l'ordre quatre de la surface médiane qui, écrite en différences finies, a la forme [2] :

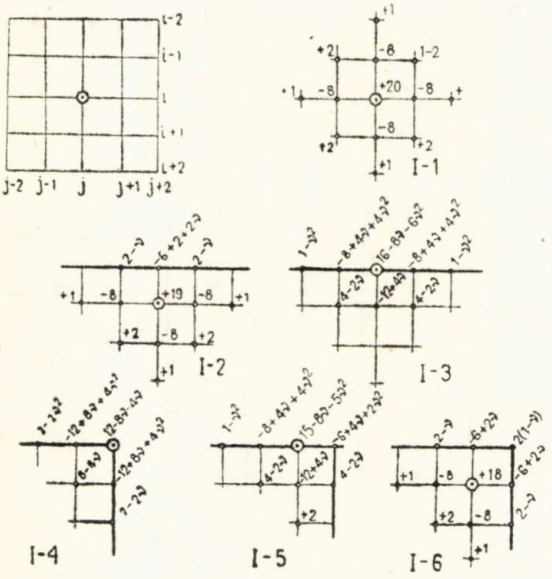
$$(3) \qquad \begin{cases} \cdots\cdots\cdots\cdots \\ \overline{\Delta\Delta}\, w_{i,j} = \dfrac{\lambda^4}{D}(q_{i,j} - r_{i,j}), \\ \cdots\cdots\cdots\cdots \end{cases}$$

ou bien sous forme matricielle :

$$A_1 W_e = Q_e - \lambda R_e - EP, \tag{4}$$

où : $\overline{\Delta\Delta} w_{i,j}$ est l'opérateur L a p l a c e , écrit sous forme de différences finies à l'aide des molécules mathématiques des tableaux I et III, établies pour un contour à trois côtés libres et la quatrième intimement lié à la zone rigide ; D — la rigidité de flexion de la plaque ; $q_{i,j}$ et $r_{i,j}$ — la pression active et réactive du point nodal i, j ; A_1 — une matrice carrée à $(m - d)n$ colonnes, ayant comme éléments les coefficients des molécules mathématiques des tableaux I et III ($1a$ ... $6a$), à chaque point nodal en y correspondant une ligne ; W_e et R_e — vecteurs colonne avec $(m - d)n$ composantes $w_{i,j}$ et $r_{i,j}$; Q_e — vecteur à $(m - d)n$ composantes $\lambda^4 q_{i,j}/D$; λ — matrice diagonale ayant les éléments egaux (λ^4/D), à $(m - d)n$ lignes ; E — matrice rectangulaire à $(m-d)n$ lignes et trois colonnes, les éléments des lignes correspondant aux points nodaux de la droite $d + 1$ et $d + 2$ en étant égaux aux coefficients des paramètres a, b et c du tableau III ($1b$ ...$6\,b$) ; P — a la même signification que celle de (2).

Tableau I



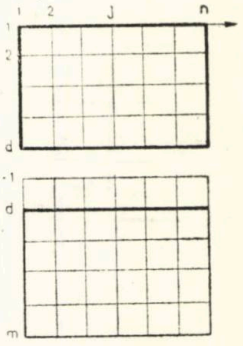
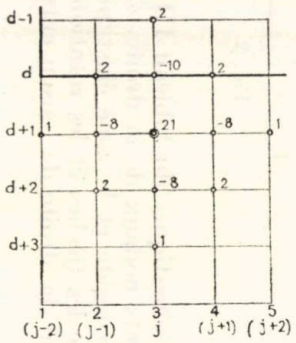


Fig. 2

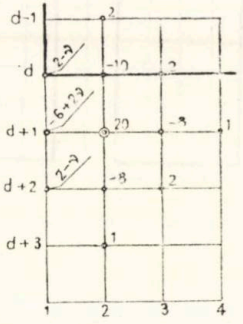
À la détermination des molécules mathématiques du tableau III ($1\,a$, $2\,a$, $3\,a$, valables seulement pour les points nodaux de la droite, $d + 1$) on a tenu compte du travail entre la zone rigide et la zone élastique. Ce travail peut être exprimé par l'égalité entre les flèches et les rotations des deux zones qui doivent être identiques sur la droite de liaison entre les points d, 1 et d, n (fig. 2).

Tableau II

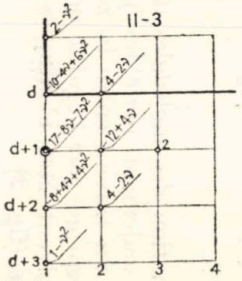
II - 1



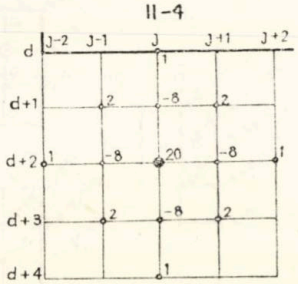
II-2



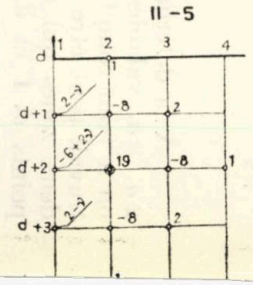
II-3



II-4



II - 5



II - 6

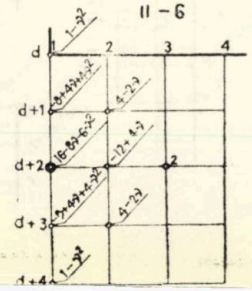
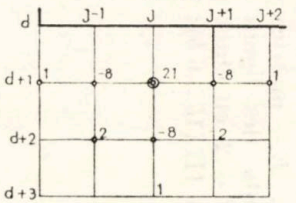


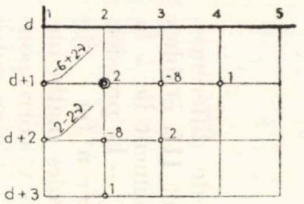
Tableau III

III - 1a



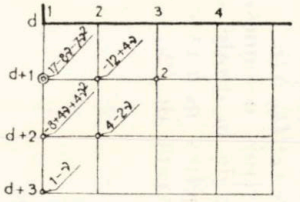
III-1b $-2d\lambda a + 4(1-j)\lambda b + c$

III-2a



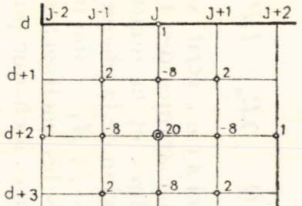
III-2b $[2-4d-(d-1)\vartheta]-4\lambda b-(4+\vartheta)c$

III-3a



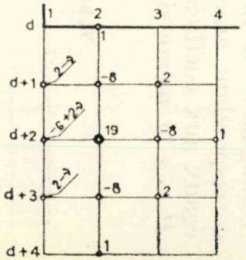
III-3b $[(-4-6\vartheta+4\vartheta^2)d+2+6\vartheta-2\vartheta^2]\lambda a +$
$+(4-2\vartheta)\lambda b+(-4-6\vartheta+4\vartheta^2)c$

III-4a



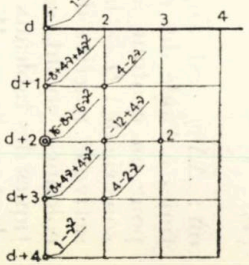
III-4b $(d-1)\lambda a + (j-1)b + c$

III-5a



III-5b $(d-1)\lambda a + \lambda b + c$

III-6a



III-6b $(1-\vartheta^2)[(d-1)\lambda a+c]$

La condition de rotation dans un point d, j, en considérant les zones séparées (fig. 2), doit être écrite sous la forme suivante :

$$\frac{-w_{-1,j} + w_{d+1,j}}{2\lambda} = \frac{-w_{d-1,j} + w_{d,j}}{\lambda}, \tag{5}$$

d'où il s'ensuit :

$$w_{-1,j} = w_{d+1,j} + 2(w_{d-1,j} - w_{d,j}), \tag{6}$$

où : $w_{-1,j}$ — la flèche en dehors de la zone élastique (fig. 2) ; les autres notations sont celles définies ci-dessus.

En tenant compte de (6) et des molécules mathématiques du tableau I (I-1, I-2 et I-3), on obtient les molécules mathématiques du tableau II (II-1, II-2 et II-3), qui contiennent chacune quatre flèches et respectivement trois flèches de la zone rigide.

Les flèches de la zone rigide des molécules mathématiques II-1...II-6 doivent être exprimées en fonction des paramètres du plan à l'aide de la relation (1) d'où il en résulte les molécules mathématiques : III-1*a* ... ... III-6 *a* et les expressions algébriques III-1 *b* ... III-6 *b* du tableau III, qui sont fonctions seulement des flèches de la zone élastique et des paramètres du plan *a*, *b* et *c*.

Observation. Pour la résolution du problème il est nécessaire et suffisant que l'on détermine les vecteurs W_e, R_e et P. La détermination de ces vecteurs impose l'utilisation des équations (2) et (4) et les conditions de contact et d'équilibre statique de l'élément.

3.2 La condition de contact

La condition de contact doit être exprimée par l'identité entre la flèche de l'élément et le tassement du milieu d'appui, sa forme étant fonction du modèle de calcul qu'on adopte pour le terrain de fondation.

3.2.1. *Modèle Boussinesq.* Dans ce cas les liaisons entre les flèches et les pressions réactives sont données par les relations d'influence [2] :

$$w_{i,j} = \sum_{i,j=1}^{m,n} \sum_{k=l=1}^{m,n} \beta_{i,j\,:\,k,l}\ r_{k,l}, \tag{7}$$

où bien sous forme matricielle :

$$\begin{aligned} &(8\,a) \qquad W_r = B_r\, R_1 \text{ ou } W_r = B_{r1}\, R_r + B_{r2}\, R_e, \text{ (zone rigide)}, \\ &(8\,b) \qquad W_e = B_e\, R_1 \text{ ou } W_i = B_1 R_r + B_2 R_e, \text{ (zone élastique)}, \end{aligned} \tag{8}$$

où : $w_{i,j}$, $r_{i,j}$, W_r, W_e, R_r et R_e ont les significations de (2) et (4) ; R_1 — vecteur colonne, avec mn composantes $r_{i,j}$; $\beta_{i,j\,:\,k,l}$ — coefficient d'influence, représentant la tassement dans le point nodal i, j lorsque sur le champ qui correspond au point nodal k, l on exerce une pression uniformément distribuée d'une intensité unitaire (fig. 1) ; B_r — matrice de flexibilité du terrain pour la zone rigide, qui est rectangulaire, à dn lignes et mn colonnes, et qui a comme éléments les coefficients $\beta_{i,j\,:\,k,l}$ des premières

dn équations du système (7), $B_r = [B_{r1}\ B_{r2}]$; B_e — matrice de flexibilité du terrain pour la zone élastique, ayant comme éléments les coefficient $\beta_{i,j\,;\,k,l}$ des dernières $(m-d)n$ équations du système (7) ; c'est une matrice rectangulaire à $(m-d)n$ lignes et mn colonnes $B_e = [B_1\ B_2]$. Les coefficients d'influence $\beta_{i,j\,;\,k,l}$ doivent être calculés à l'aide de la relation de Schleicher ou conformément à [2].

3.2.2. *Modèle demi-espace élastique, homogène et transversalement anisotrope.* La condition de contact doit être établie d'une manière analogue à celle utiliseé dans le § **3.2.1**, les coefficients d'influence en étant amplifiés avec le facteur [2] :

$$f = \frac{\pi}{1 - \nu_0^2}\,\varphi, \tag{9}$$

où : ν_0 — coefficient de Poisson du terrain ; φ — facteur qui tient compte de l'influence d'anisotropie.

3.3. La condition d'équilibre statique

La condition d'équilibre statique peut être exprimée par les équations :

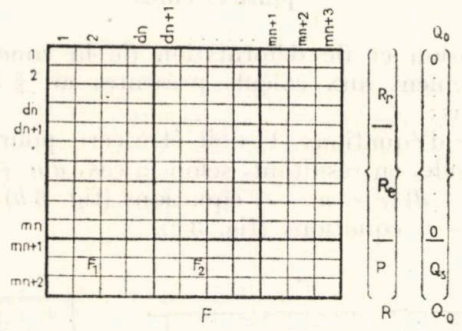
$$\begin{cases} \sum_{i=1}^{m}\sum_{j=1}^{n} x_i\ a_{i,j}\ r_{i,j} = \sum_{i=1}^{m}\sum_{j=1}^{n} x_i\ a_{i,j}\ q_{i,j}, \\ \sum_{i=1}^{m}\sum_{j=1}^{n} y_j\ a_{i,j}\ r_{i,j} = \sum_{i=1}^{m}\sum_{j=1}^{n} y_j\ a_{i,j}\ q_{i,j}, \\ \sum_{i=1}^{m}\sum_{j=1}^{n} a_{i,j}\ r_{i,j} = \sum_{i=1}^{m}\sum_{j=1}^{n} a_{i,j}\ q_{i,j}, \end{cases} \tag{10}$$

ou bien sous forme matricielle :

$$FR = Q_0 \quad \text{ou} \quad (11\,\text{a}) \quad F_1R_1 + F_2R_e = Q_s, \tag{11}$$

ou : x_i et y_j sont les distances entre le point i, j et les axes Ox et Oy (fig. 1) ; $a_{i,j}$ — surface de champ qui correspond au point nodal i, j ; $r_{i,j}$, $q_{i,j}$, R_r et R_e ont des significations connues ; F_1 — matrice rectangulaire à trois lignes et dn colonnes, les éléments étant les coefficients des pressions réactives $r_{i,j}$ du système (10), $(i = 1,..., d\,;\ j = 1,..., n$, zone rigide) ; F_2 — matrice rectangulaire à trois lignes et $(m-d)n$ colonnes, qui a les éléments égaux au coefficients des inconnues $r_{i,j}$, $(i = d+1,..., m\,;\ j = 1,..., n$, zone élastique) ; Q_s — vecteur ayant comme composantes les termes libres du système (10) ; F et R, Q_0 — des matrices carrées à $mn + 3$ colonnes et respectivement vecteurs à $mn + 3$ composantes, qui sont présentées dans le tableau IV.

Tableau IV



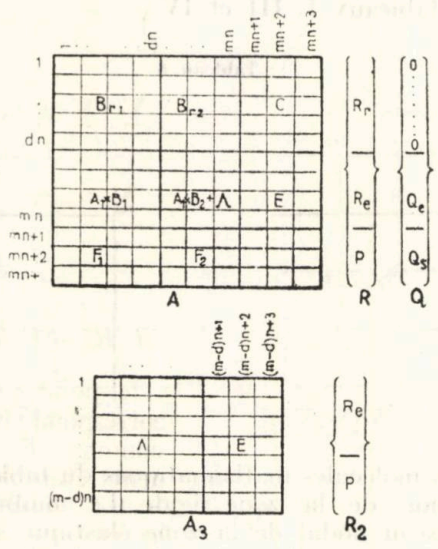
3.4. Détermination des vecteurs colonne inconnus

3.4.1. *Modèle Boussinesq.* En tenant compte des relations (2), (4), (8 *a*), (8 *b*), (11) et (11 *a*) on obtient :

$$(12) \qquad R = A^{-1}Q, \qquad (12\,a) \qquad W_e = A_1^{-1}(Q_e - A_3R_2),$$

où : A, A_3 et R, Q, R_2 — matrices et vecteurs, dont leurs formes sont présentées dans le tableau V.

Tableau V



Les efforts dans les sections de la zone élastique peuvent être calculés facilement à l'aide des relations différentielles connues dans la mécanique des constructions, qui doivent être écrites sous forme de différences finies à l'aide des flèches $w_{i,j}$.

4. Plaque à zone rigide étendue sur le contour sur deux ou plusiers côtés

L'état de tension et de déformation de la zone élastique doit être déterminé conformément aux calculs présentes au § 3, ayant en vue les remarques ci-dessous:

1° Le système d'équations (1) doit être écrit pour tous les points nodaux de la zone rigide, en résultant, selon le cas, $dm + (m - d)e$ équations (fig. 3 *a*), $dn + (m - d)(e + n - r)$ équations (fig. 3 *b*) et $(d + m - p)n + (p - d)(e + n - r)$ équations (fig. 3 *c*).

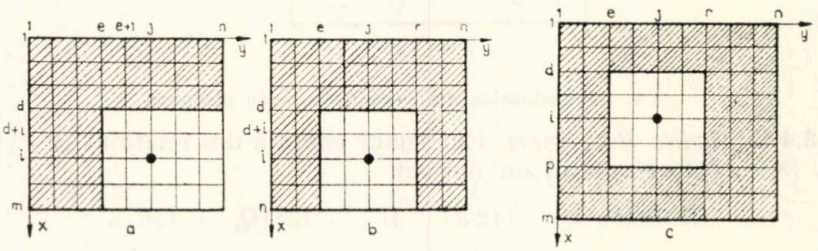
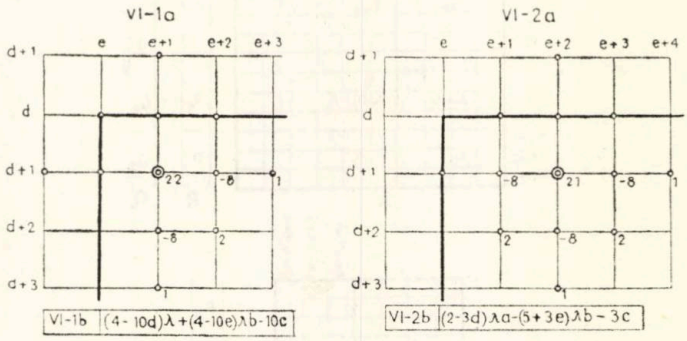


Fig. 3

2° Le système d'équations (3) doit être généré à l'aide des molécules mathématiques des tableaux I, III et IV.

Tableau 6



Pour établir les molécules mathématiques du tableau VI on doit tenir compte de l'extension de la zone rigide. Le nombre des équations qui correspondent au réseau nodal de la zone élastique sera $(m - d)(n - e)$ (fig. 3 *a*), $(m - d)(r - e - 1)$ (fig. 3 *b*) et $(p - d - 1)(r - e - 1)$ (fig. 3 *c*).

3° La dimension des vecteurs W_r, W_e, R_r et R_e, ainsi que la matrice de flexibilité du terrain devront être modifiées d'une manière adéquate.

4° Les équations d'équilibre et les solutions de système d'équations matricielles auront la même forme.

6. Conclusions

La méthode proposée permet la détermination de l'état de tension et de déformation d' une plaque plane, rectangulaire, ayant une zone rigide, appuyée sur un terrain déformable. Elle présente les avantages suivants :

1° La méthode proposée prend en considération le travail de la zone rigide avec la zone élastique.

2° Pour le terrain de fondation on peut adopter différents modèles de calcul en fonction des caractéristiques physiques et mécaniques du celui-ci.

3° La forme matricielle facilite la programmation des calculs sur ordinateurs.

4° On peut prendre en considération l'effet des surcharges latérales.

Cette méthode peut être utilisée d'une manière avantageuse aussi pour d'autres éléments de construction du type plaque qui présentent une variation du degré de la rigidité de la zone élastique et une variation du contour intérieur et extérieur de la zone rigide.

Reçue le 4 janvier 1975

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Béton armé et Constructions hydrotechniques

BIBLIOGRAPHIE

1. Бобрицкий Г. М., *Плиты с жестким включениами на неоднородном оснований*. Основания, фундаменты и механика грунтов, *6*(1970).
2. Ionescu I., *Calcul des éléments des constructions linéaires et planes appuyées sur un demi-espace élastique, homogène et transversalement anisotrope*. Bul. Inst. polit. Iași, **XVIII (XXII)**, *3—4*, s. V (1972).

CALCULUL PLĂCILOR PLANE, DREPTUNGHIULARE, CU ZONĂ RIGIDĂ, REZEMATE PE TERENURI DEFORMABILE

(Rezumat)

Se prezintă o metodă numerică de calcul a plăcilor plane, dreptunghiulare, cu zonă rigidă, rezemate pe terenuri deformabile, în care scop se folosește metoda diferențelor finite și o matrice de flexibilitate care caracterizează mediul de rezemare, considerat drept un semispațiu elastic omogen și izotrop sau transversal anizotrop.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXI (XXV), Fasc. 1—2, 1975
Secția V
CONSTRUCȚII. ARHITECTURĂ

C.Z. 624.01

BARE METALICE ÎNTINSE PRETENSIONATE ÎN MAI MULTE TREPTE

DE

DAN PRECUPANU și D. GORBĂNESCU

1. Introducere

Metoda secțiunii echivalente, elaborată pentru calculul construcțiilor metalice pretensionate [2]...[4], prezintă nu numai avantajul unei dimensionări directe care înlătură calculul de tatonare ci, mai ales, permite stabilirea unor principii de alcătuire rațională a acestor structuri. Așa după cum rezultă din însăși definiția secțiunii echivalente, pentru o anumită încărcare exterioară și o anumită calitate a oțelului din care se execută bara, aria sa echivalentă reprezintă un invariant în raport cu valoarea pretensionării inițiale și cu caracteristicile statice și mecanice ale tirantului. În mărimea ariei echivalente intervine însă cu o infinitate de valori posibile raportul dintre aria reală a tirantului și aria barei. În scopul reducerii secțiunii barei și a folosirii pe o scară largă a oțelurilor de înaltă rezistență, există tendința ca din aria secțiunii echivalente tirantul să preia o cotă cît mai mare. Dimensionarea tiranților în baza acestui criteriu conduce la pretensionări puternice. Or, pretensionarea în stare neîncărcată este limitată atît de condiția de rezistență a barei (aria sa) cît și de cea de stabilitate, ceea ce are drept efect ca ponderea tirantului în secțiunea barei pretensionate să fie limitată de aceste condiții.

Inconvenientul poate fi înlăturat dacă pretensionarea și respectiv încărcarea se execută în mai multe trepte, problemă ce se examinează în cele ce urmează.

2. Principiul metodei de calcul

Se presupune că asupra barei din fig. 1 se execută o primă treaptă de încărcare inițială, care dezvoltă forța axială $\beta_0 N$, după care se preîntinde tirantul cu efortul X_0. Apoi se execută prima treaptă de încărcare $\beta_1 N$ urmată de o nouă pretensionare X_0 și așa mai departe, ciclul încărcare—pretensionare—încărcare continuîndu-se pînă la transmiterea integrală a sarcinii exterioare. Se consideră că treptele de pretensionare sînt egale și că, de asemenea, încărcarea pe o treaptă curentă este constantă. Pentru t trepte de preîntindere a tirantului cu efortul X_0 corespund t trepte de încărcare egală, $\beta_1 N$, la care se adaugă treapta inițială $\beta_0 N$. Condițiile de rezistență ale tirantului și barei pentru fiecare fază de lucru sînt următoarele :

a) încărcarea inițială ($\beta_0 N$):

$$\sigma_{01} = \frac{\beta_0 N}{A} \leqslant \sigma_a ; \tag{1}$$

b) prima treaptă de pretensionare (X_0):

$$\sigma^{(1)}_{t.p\ \text{tens}} = \frac{X_0}{A_t} \leqslant \sigma_{at}, \text{ (pentru tirant)}, \tag{2}$$

$$\sigma^{(1)}_{p.\text{tens}} = \frac{\beta_0 N}{A} - \frac{X_0}{A} \leqslant |-\sigma_{a0}|, \text{ (pentru bară)} ; \tag{3}$$

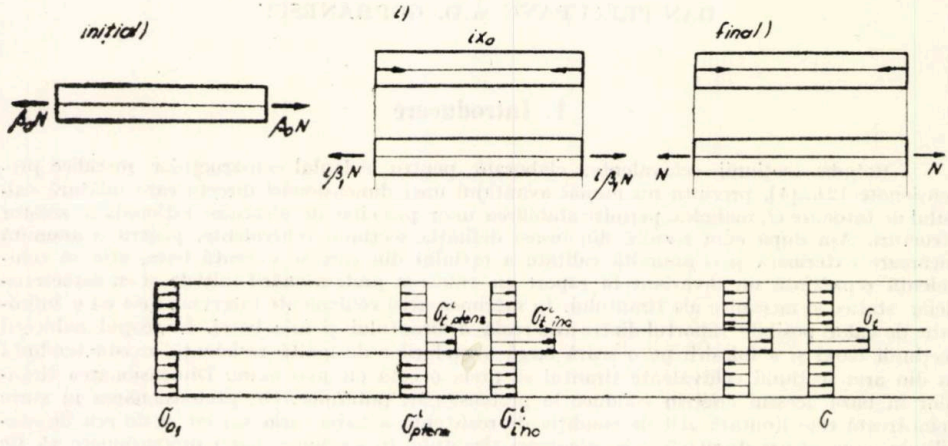


Fig. 1

c) prima treaptă curentă de încărcare ($\beta_1 N$):

$$\sigma^{(1)}_{t.\text{inc}} = \left(X_0 + \frac{\beta_1 N}{1 + n\mu}\, n\mu\right)\frac{1}{A_t} \leqslant \sigma_{at}, \text{ (pentru tirant)}, \tag{4}$$

$$\sigma^{(1)}_{\text{inc}} = \left(\beta_0 N - X_0 + \frac{\beta_1 N}{1 + n\mu}\right)\frac{1}{A} \leqslant \sigma_a, \text{ (pentru bară)} ; \tag{5}$$

d) a doua treaptă de pretensionare:

$$\sigma^{(2)}_{t.p\ \text{tens}} = \left(2X_0 + \frac{\beta_1 N}{1 + n\mu}\, n\mu\right)\frac{1}{A_t} \leqslant \sigma_{at},$$

$$\sigma^{(2)}_{p\ \text{tens}} = \left(-2X_0 + \frac{\beta_1 N}{1 + n\mu} + \beta_0 N\right)\frac{1}{A} \leqslant |-\sigma_{a0}| ;$$

e) treapta i de pretensionare:

$$\sigma^{(i)}_{t,p\,\text{tens}} = \left[iX_0 + (i-1)\frac{\beta_1 N}{1+n\mu} n\mu \right] \frac{1}{A_t} \leqslant \sigma_{at} , \tag{6}$$

$$\sigma^{(i)}_{p,\text{tens}} = \left[-iX_0 + (i-1)\frac{\beta_1 N}{1+n\mu} + \beta_0 N \right] \frac{1}{A} \leqslant |-\sigma_{a0}| ; \tag{7}$$

f) treapta i de încărcare:

$$\sigma^{(i)}_{t,\text{inc}} = \left(iX_0 + i\frac{\beta_1 N}{1+n\mu} n\mu \right) \frac{1}{A_t} \leqslant \sigma_{at} , \tag{8}$$

$$\sigma^{(i)}_{\text{inc}} = \left(-iX_0 + i\frac{\beta_1 N}{1+n\mu} + \beta_0 N \right) \frac{1}{A} \leqslant \sigma_a . \tag{9}$$

În faza finală, după t trepte de pretensionare și încărcare, se obține

$$\sigma_t = \left(tX_0 + t\frac{\beta_1 N}{1+n\mu} n\mu \right) \frac{1}{A_t} \leqslant \sigma_{at} , \text{ (pentru tirant).} \tag{10}$$

$$\sigma = \left(-tX_0 + t\frac{\beta_1 N}{1+n\mu} + \beta_0 N \right) \frac{1}{A} \leqslant \sigma_a \text{ (pentru bară).} \tag{11}$$

Din condițiile referitoare la tirant cea din faza finală (de exploatare) este acoperitoare în raport cu toate celelalte anterioare încît pentru dimensionare rămîne să se utilizeze numai relația (10). În același timp, din relațiile (11) și (1) se obține:

$$X_0 = \frac{\beta_1 N}{1+n\mu} \tag{12}$$

și, în consecință, toate condițiile privind rezistența barei la treptele de încărcare se suprapun și coincid cu relația (1). De asemenea, dacă condiția (3) este îndeplinită iar celelalte condiții privitoare la rezistența barei la treptele de pretensionare sînt satisfăcute, în cele din urmă, pentru calculul de dimensionare rămîn semnificative numai ecuațiile:

$$\frac{\beta_0 N}{A} = \sigma_a , \qquad (3') \qquad \frac{\beta_0 N}{A} - \frac{X_0}{A} = -\sigma_{a0} , \tag{1'}$$

$$\left(tX_0 + t\frac{\beta_1 N}{1+n\mu} n\mu \right) \frac{1}{A_t} = \sigma_{at} , \tag{10'}$$

$$X_0 = \frac{\beta_1 N}{1+n\mu} , \qquad (13) \qquad \beta_0 + t\beta_1 = 1 , \tag{12'}$$

din care rezultă următoarele relații de dimensionare:

$$\mu = \frac{\sigma_{a0} + \sigma_a}{\sigma_{at} - tn(\sigma_a + \sigma_{a0})} , \tag{14}$$

$$\beta_0 = \frac{\sigma_a}{\sigma_a + t(1 + n\mu)(\sigma_a + \sigma_{a0})}, \tag{15}$$

$$\beta_1 = \frac{(\sigma_{a0} + \sigma_a)(1 + n\mu)}{\sigma_a + t(1 + n\mu)(\sigma_a + \sigma_{a0})}, \tag{16}$$

$$A = \frac{\beta_0 N}{\sigma_a}. \tag{17}$$

Efortul final de tirant este:

$$X = tX_0 + t\frac{\beta_1 N}{1 + n\mu} n\mu = Nt\beta_1, \tag{18}$$

ceea ce ținînd seama de relația (5) conduce la:

$$X = (1 - \beta_0)N. \tag{19}$$

Pentru cazul particular în care $\sigma_{a0} = \sigma_a$, relațiile de dimensionare stabilite mai sus, devin:

$$\mu = \frac{2\sigma_a}{\sigma_{at} - 2tn\sigma_a}, \tag{14'}$$

$$\beta_0 = \frac{1}{1 + 2t(1 + n\mu)}, \tag{15'}$$

$$\beta_1 = \frac{2(1 + n\mu)}{1 + 2t(1 + n\mu)}. \tag{16'}$$

Dacă în formulele (14)...(18) se consideră $t = 1$ se obțin relațiile corespunzătoare cazului în care pretensionarea tirantului se execută o singură dată, după prima treaptă de încărcare:

$$\mu = \frac{\sigma_{a0} + \sigma_a}{\sigma_{at} - n(\sigma_a + \sigma_{a0})}, \tag{14''}$$

$$\beta_0 = \frac{\sigma_a}{\sigma_a + (1 + n\mu)(\sigma_a + \sigma_{a0})}, \tag{15''}$$

$$A = \frac{\beta_0 N}{\sigma_a}, \tag{17''}$$

$$A_t = \frac{(1 - \beta_0)N}{\sigma_{at}}. \tag{20}$$

3. Concluzii

Din relațiile de dimensionare stabilite se constată următoarele:

1° Valoarea treptei de încărcare inițială (factorul β_0) depinde exclusiv de caracteristicile mecanice și elastice ale barei și tirantului și ca urmare poate fi determinată din datele inițiale ale problemei.

2° Valoarea coeficientului μ este superioară celei corespunzătoare barei la care pretensionarea se efectuează integral înainte de aplicarea sarcinii de exploatare, ceea ce dovedește că procedeul de pretensionare în trepte reduce aria barei și o sporește pe cea a tirantului.

3° Efortul final în tirant, care determină în cele din urmă secțiunea sa, este egal cu diferența de forță axială care rămîne de preluat după prima treaptă de încărcare.

4° Cu creșterea numărului de trepte, crește și valoarea factorului μ și se reduce factorul β_0, ceea ce conduce la soluții pretensionate cu consum

redus de oțel moale dar cu tiranți puternici. Reducerea secțiunii barei se realizează pe seama măririi ariei tirantului. Bara preia din forța axială totală numai cota parte egală cu încărcarea inițială,

$$N_b = \beta_0 N, \tag{21}$$

restul de încărcare fiind în întregime preluată numai de tirant:

$$N_t = (1 - \beta_0)N. \tag{22}$$

În consecință, dimensionarea barei pretensionate urmează următoarele etape: a) se determină factorii μ, β_0, β_1, impunîndu-se numărul de trepte; b) se calculează cota parte din forța axială care revine barei (N_b) și cea care revine tirantului (N_t). Cu aceste valori se dimensionează bara și tirantul printr-un calcul obișnuit de întindere.

Procedeul de dirijare a tensiunilor prin trepte de încărcare—pretensionare—încărcare se poate aplica numai dacă încărcarea exterioară este permanentă. Dacă această condiție nu este îndeplinită (este suficient ca acest fapt să se întîmple numai pe o singură treaptă de încărcare, adică $\beta_1 N = 0$), din relațiile (7) și (9) rezultă că eforturile unitare în bară, în toate fazele care urmează după faza de încărcare nulă, depășesc limitele admisibile. Menținerea încărcării exterioare pe tot timpul exploatării elementului pretensionat rămîne astfel o condiție fundamentală care determină aplicabilitatea pretensionării în trepte.

Primită la 7 decembrie 1974

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de mecanica construcțiilor

BIBLIOGRAFIE

1. Сперанский Б. А., *Решетчатые металлические предварительно напряжение конструкчий*. М., 1970.
2. Precupanu D., *Metodă rapidă privind calculul grinzilor metalice presolicitate*. Bul. Inst. polit. Iași, **XVII (XXI)** *3—4* (1971).
3. Precupanu D., *Grinzi metalice pretensionate în domeniul elastic*. Rev. Constr., *9* (1973).
4. Precupanu D., *Bare metalice întinse pretensionate în domeniul elastic*. Rev. Constr., (sub tipar).

BARRES MÉTALLIQUES TENDUES PRETENSIONÉES SUCCESSIVEMENT

(Résumé)

On présente le calcul des barres métalliques prétensionnées successivement, en employant la méthode de la section équivalente. Par ce procédé on arrive au dimensionnement économique concernant l'acier. La barre d'acier ductil est dimensionnée pour un effort égal à la valeur de la charge initielle, le reste de la charge étant pris exclussivement par le tirant.

La valeur de la charge initielle, par rapport à la charge totale, aussi bien que la valeur de pretensionnement pour chaque degré dépendent des caractéristiques élastiques et mécaniques de l'acier employé. Le procédé est appliquable exclussivement pour les charges permanentes.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXI (XXV), Fasc. 1—2, 1975
Secţia V
CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

D. K. 624.01

VERSUCHE MIT PROFILIERTEN STAHLBLECHEN

VON

I. DUMITRESCU, V. PESCARU und RUDOLF MÜHLBACHER

1. Allgemeines

Auf Grund des Ansuchens eines Industrieunternehmens bezüglich der Verwendung vorrätiger profilierter Stahlbleche für die Wände und die Dachhaut mit Wärmedämmschichte für eine Kesselschmiede, wurden statische Versuche an vier profilierten Stahlblechtafeln ausgeführt, um die Traglast, Bruchlast und die dazugehörigen Verformungen festzustellen. Ebenfalls sollten die Versuchsdaten mit den Berechnungsvorschriften [1] verglichen werden.

2. Abmessungen und statische Werte

Im Allgemeinen sind die Abmessungen der Wellen der profilierten Bleche ohne wesentliche Abweichungen in der Mitte der Bleche. An den Quer- und Längskanten konnten größere Abweichungen vom Regelprofil (Abb. 1) festgestellt werden.

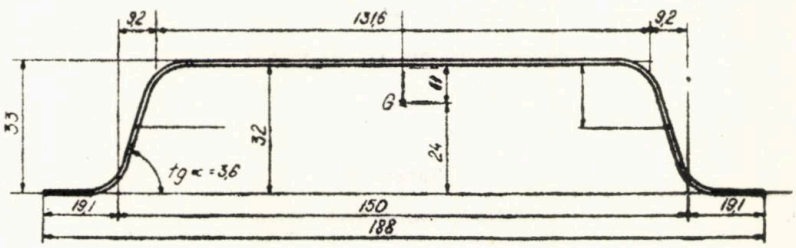


Abb. 1. — Regelprofil.

Die geometrische Form der unverformten Wellen blieb bis zur Bruchlast unverändert. Bei der letzten Belastungsstufe wurde das Ausbeulen der Druckzone beobachtet (Abb. 2).

Die geometrischen Abmessungen und ihr arithmetiches Mittel für ein profiliertes Blech (Abb. 3) sind in der Tabelle 1 wiedergegeben. Mit diesen konnten die statischen unreduzierten Werte berechnet werden (Tabelle 2).

Tabelle 1

Geometrische Abmessungen

Abmessungen	b_1	b_2	b_3	b_4	b_5	b_6	b_7	b_8	h
Linkes Ende	120	127	52	63	31	38	—	—	3,46
	123	130	51,5	62,5	28	38,5	150	157	3,58
	120	131,5	54	64	30	37,5	145	155	3,52
	132	132	51	60	29	37,5	155	160	3,53
Rechtes Ende	—	—	51	63	31	39	—	—	3,45
	122	130	52	65	34	39	150	155	3,50
	120	131	53	61	32	37	145	155	3,50
	131	140	52,5	60	30	39	155	162	3,50
Mittel	124	131,6	52,1	62,3	30,6	38,3	150	157	3,50

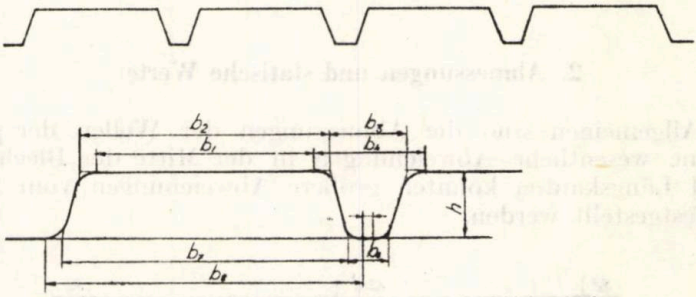


Abb. 3. — Profiliertes Stahlblech.

Tabelle 2

Statische unreduzierte Werte

Querschnitt A cm^2	Trägheitsmoment I cm^4	Widerstandsmoment	
		oben W_s cm^3	unten W_t cm^3
2,396	5,485	5,000	2,300

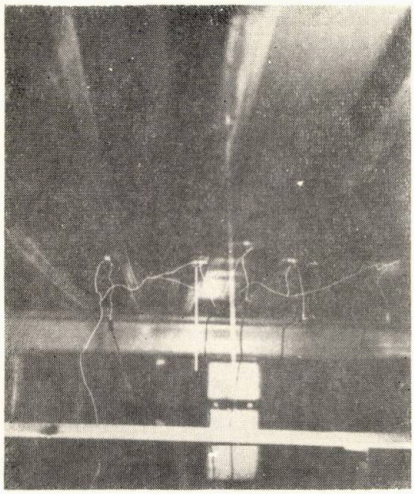


Abb. 2. — Ausbeulen der Druckzone.

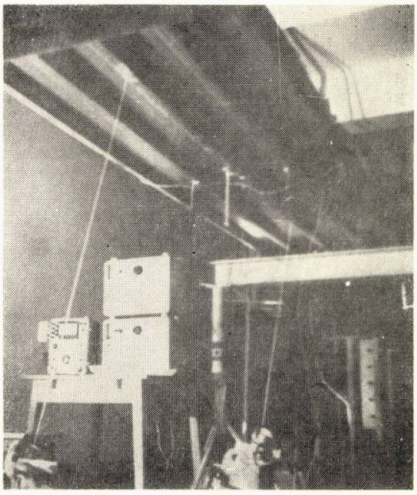


Abb. 4. — Messeinrichtung.

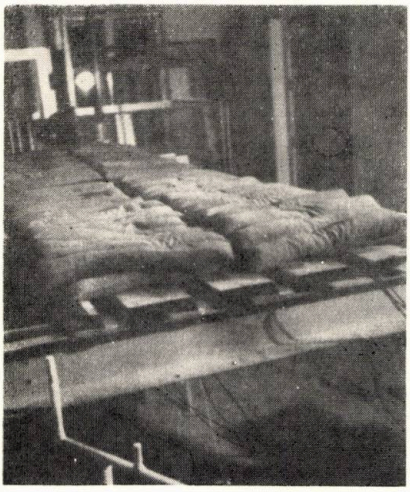


Abb. 5. — Belastung der Stahlbleche.

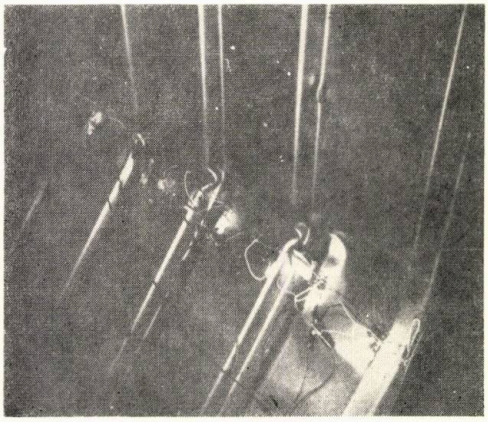


Abb. 6. — Bruch der Prüfkörper.

3. Theoretische Berechnung der Traglast

Die Berechnung wurde laut [1] ausgeführt, für einfach gelagerte Blechtafel von 2,80 m Spannweite.

a) Nimmt man für $\sigma_{sup} = 1\,280$ daN/cm^2 an, so erhält man für die breite Welle in der Druckzone die reduzierten statischen Werte laut Tabelle 3.

Tabelle 3

Statische reduzierte Werte

Reduzierte Breite b_r mm	Reduzierter Querschnitt A_r cm^2	Trägheitsmoment I cm^4	Widerstandsmoment	
			oben W_s cm^3	unten W_i cm^3
62	1,69	3,51	2,30	1,78

Nimmt man in der schmalen gezogenen Welle $\sigma_{inf} = 1\,600$ daN/cm^2 = $= \sigma_a$ (zulässige Spannung) an, so erhält man:

$$M_{ad} = W_i \sigma_a = 1{,}78.1\,600 = 2\,850 \text{ daN cm}$$

und

$$\sigma_{sup} = 2\,850/2{,}3 = 1\,240 \text{ daN/cm}^2 \cong \sigma_{sup}$$

(anfänglich angenommen); es folgt

$$q = \frac{8.28{,}5}{2.8^2.0{,}1882} = 154 \text{ daN/m}^2.$$

b) Für die schmale Welle in der Druckzone erhält man die Schlankkeit:

$$s = \frac{38{,}2}{1} = 38{,}2 \leqslant 45,$$

also der ganze gedrückte Querschnitt ist aktiv, sodaß:

$$M_{ad} = W_s \sigma_a = 2{,}30.1\,600 = 3\,680 \text{ daN cm}$$

und

$$q = \frac{8.36{,}8}{2{,}8^2.0{,}1882} = 200 \text{ daN/m}^2.$$

4. Versuchsdurchführung

Die profilierten Stahlbleche mit einer Länge von 3 m und 0,8 m Breite wurden auf zylindrischen Auflagern belastet, wobei die Spannweite 2,80 m betrug. Die Belastung erfolgte mit Schrotsäckchen von etwa 4 Kg Gewicht. Eine Belastungsstufe von 32 Säckchen entspricht also 32.4/0,8. 2,8 = 56 daN/m^2. Die Belastung erfolgte in vier Stufen.

Die Spannungen wurden mit Dehnungsmeßstreifen mit Hilfe einer Meßbrücke und die Durchbiegungen mit Biegemessern gemessen (Abb. 4). Die registrierten Spannungen für die ersten zwei Belastungsstufen schwankten um $\pm$ 5% der theoretisch berechneten, des Belastungssystems wegen.

Die Belastung erfolgte für zwei Bleche bis zur vierten Stufe (Abb. 5), danach wurde stufenweise entlastet und dann wieder bis zur vierten Stufe belastet und die Last 12 Stunden konstantgehalten. Nach Aufbringen von weiteren 5 Säckchen brachen die Prüfkörper (Abb. 6).

Die anderen zwei Bleche wurden bis zur dritten Stufe belastet, dann entlastet und wiederbelastet. Nach 12 Studen unter konstanter Last wurde bis zur vierten Stufe belastet, wobei der Bruch eintrat.

Die Messungen zeigten, daß angefangen von der dritten Belastungsstufe der elastische Bereich überschritten wurde, da die Durchbiegungen nicht mehr komplett reversibel waren. Die Traglast wurde zwischen der zweiten und dritten Belastungsstufe festgestellt.

Da die vorgschriebene Durchbiegung $f_a = l/250 = 280/250 = 1{,}12$ cm ist und die Durchbiegung bei der zweiten Belastungsstufe 1,85 cm betrug. konnte man der zulässigen Biegung zugehörige Traglast von 65 daN/m^2 berechnen.

Die gemessenen Durchbiegungen für den elastischen Bereich waren um 5% im Mittel kleiner als die nach [1] berechneten.

5. Schlußfolgerungen

Die statischen Belastungsversuche zeigten eine sehr gute Übereinstimmung mit den Berechnungsvorschriften [1], wobei die berechneten Durchbiegungen etwa 5% größer sind als die experimentell erhaltenen. Da die Traglast bis zu 65 daN/m^2, der Durchbiegungen wegen reduziert werden musste, konnten die profilierten Stahlbleche nicht für die Dachhaut sondern nur für die Wände verwendet werden, da für die Dachhaut die Schnee- oder Montagebelastung für 2,80 m Stützweite zu groß ist. Die Bruchsicherheit war bezüglich der berechneten Traglast 3,45, was auf eine große Tragreserve hinweisst.

Eingegangen am 22. November 1974

Technische Hochschule Jassy,
Lehrstuhl für Hoch- und Industriebau
und
Lehrstuhl für Geotechnik, Gründungen
und Verkehrswege

LITERATURVERZEICHNIS

1. * * * *Instrucţiuni tehnice pentru proiectarea construcţiilor metalice din profile cu pereţi subţiri.* P 54–69.

ÎNCERCĂRI CU TABLE CUTATE DIN OŢEL

(Rezumat)

În vederea determinării capacităţii portante a unor table cutate, au fost efectuate încercări statice pe patru table cutate. Calculele teoretice au fost efectuate conform instrucţiunilor [1] iar prin încercări experimentale s-a determinat corespondenţa datelor experimentale cu prescripţiile de calcul în vigoare, care s-a dovedit a fi pe deplin satisfăcătoare.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXI (XXV), Fasc. 1—2, 1975
Secţia V
CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

D. K. 621: 624.02

VERSTÄRKUNGEN VON FACHWERKSTAHLDÄCHERN

VON

I. DUMITRESCU, RUDOLF MÜHLBÄCHER und V. PESCARU

1. Allgemeines

Im Allgemeinen ist die Verstärkung der Stahlbauten dann nötig wenn größere Beanspruchungen zu erwarten sind, bei Projektierungs- oder Ausführungsmängeln, bei ungenügender Festigkeit oder Stabilität, bei starker Korrosionseinwirkung, bei Unfällen oder unrationeller Ausnützung.

In der Praxis können zwei verschiedene Verstärkungsmethoden angewandt werden, u. z.:

a) Verstärkungen unbeanspruchter Bauelemente, wobei die Berechnung wie bei neuen Bauten erfolgt und

b) Verstärkungen beanspruchter Bauelemente, bei welchen die Berechnungen von den ersten abweichen, da man den Beanspruchungszustand des zu verstärkenden Elementes berücksichtigen muss.

Die Berechnung der Verstärkung beanspruchter Zugstäbe der Stahlfachwerkträger kann im elastischen, elasto-plastischen und plastischen Beanspruchungsbereich des Stahles erfolgen.

Verwendet man die Bezeichnungen (Abb. 1): P — zulässige Kraft mit dem Angriffspunkt im Schwerpunkt des verstärkten Stabes, A_v, A_n — Nettoquerschnitt des Stabes vor der Verstärkung, bzw. des Verstärkungsquerschnittes, σ_0 — Zugspannung im unverstärkten Querschnitt vor der Verstärkung, σ_a — zulässige Zugspannung, σ_v, σ_n — Endspannung im alten Querschnitt nach der Verstärkung, bzw. im neuen Verstärkungsquerschnitt, so erhält man den nötigen Verstärkungsquerschnitt: a) im elastischen Stadium

$$A_n \geqslant \frac{P - A_v \sigma_v}{\sigma_a - \sigma_0}; \tag{1}$$

b) im elasto-plastischen Stadium:

$$A_n = \frac{P - A_v \sigma_a}{\sigma_a - \sigma_0/c}, \tag{2}$$

wobei $c = \sigma_c/\sigma_a$ — Sicherheitsfaktor und σ_c — Fliessgrenze des Stahles sind;

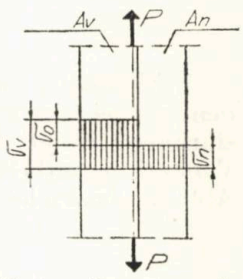


Abb. 1. — Spannungen in verstärkten Zugstäben.

c) im plastischen Grenzstadium:

$$A_n = \frac{c^* P - A_v \sigma_c}{\sigma_c} = \frac{(c^*/c) P - A_v \sigma_a}{\sigma_a}, \tag{3}$$

wobei c^* der Grenzlast entsprechender Sicherheitsfaktor darstellt. Bei der Wahl von c^* muß man die Verformungen des verstärkten Stabes miteinbeziehen, wenn sich diese nachträglich auswirken können.

Auf Grund der Versuche die von den Verfassern gemacht wurden und auf Grund von verschiedenen ausgeführten Verstärkungen, können die Formeln (2) und (3) ohne Risiko angewendet werden. Durch die Formel (1) erhält man immer zu große Verstärkungsquerschnitte und einen zu großen Stahlverbrauch.

Bei Druckstäben kann der Verstärkungsquerschnitt nur durch Probieren ermittelt werden, da in die Bestimmungsgleichung des Verstärkungsquerschnittes die Knickzahlen des verstärkten und unverstärkten Querschnittes eingehen.

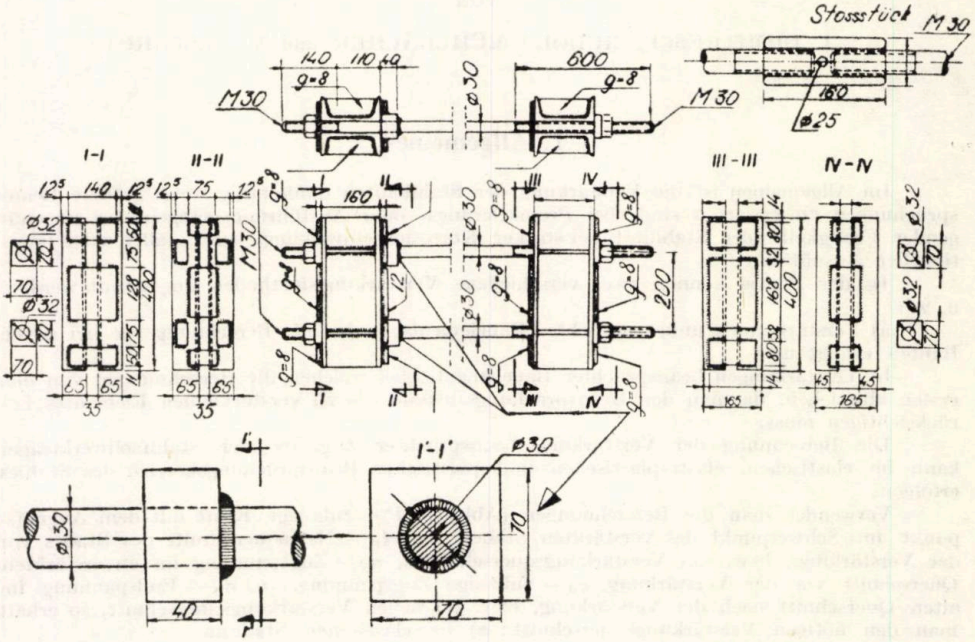


Abb. 2. — Entspannungsjoch für Fachwerkstäbe.

Ebenfalls, wenn möglich, können Entspannungsjoche vorgesehen werden, wobei die Stabkräfte von diesen übernommen werden und die Verstärkung erfolgt dann wie bei unbeanspruchten Elementen. Bei mehreren Verstärkungsarbeiten wurde von den Verfassern das Entspannungsjoch aus Abb. 2 verwendet.

2. Ausführungsbeispiele

a) Bei einem genieteten Dreieckträger (Abb. 3), durch einseitiges Schneebelastung und starken Wind, brach die Hauptdiagonale (2L $45 \times 45 \times \times 5$) an einer Unterfütterungsstelle, da der verwendete Nietdurchmesser ($\varnothing$ 17) zu groß war.

Der Stab wurde mit Hilfe des Entspannungsjoches (Abb. 2) entspannt, die gebrochenen Kanten wurden stumpf verschweist und der ganze Stab wurde mit einem Flachstahl (— 120×6) verstärkt. Der Flachstahl wurde mit unterbrochenen Kehlnähten an die Winkeleisen geschweisst. Bei den

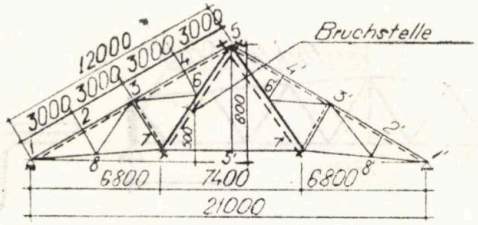


Abb. 3. — Schema des Dreieckträgers.

Unterfütterungen sah man im Flachstahl zweckmässige Aussparrungen vor und schweisste diesen von unten nach oben an die Winkeleisen (Abb. 4). In den Knotenpunkten wurde der Flachstahl gabelartig ausgesparrt und mit zusätzlich zwei Nähten an die Knotenbleche angeschweisst.

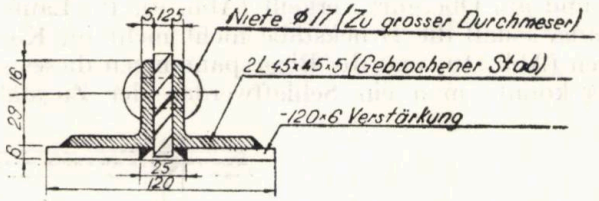


Abb. 4. — Verstärkter Querschnitt bei einer Unterfütterung.

b) Bei einem Kesselhaus war es nötig am selben Dachträger sowohl den Untergurt (Abb. 5) als auch die gedrückten Diagonalstäbe (Abb. 6) und Endpfosten zu verstärken. Auch in diesem Falle war es ratsam das Entspannungsjoch anzuwenden, da das Eigengewicht des Daches sehr hoch war (Betondachplatten).

Abb. 5. — Vers tärkung des Untergurtes.

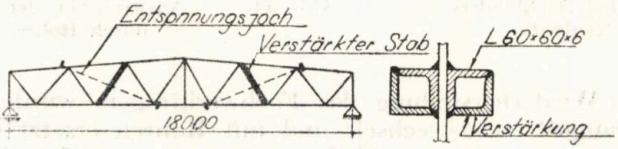


Abb. 6. — Verstärkung der Druckdiagonale.

Bei der Verstärkung des Endpfostens konnte der Stab nicht entlastet werden, sodaß der Verstärkungsquerschnitt (Abb. 7) unter Berücksichtigung der Stabspannung berechnet wurde. Die Verstärkungsarbeiten erfolgten ohne Schnee- und Windbelastung.

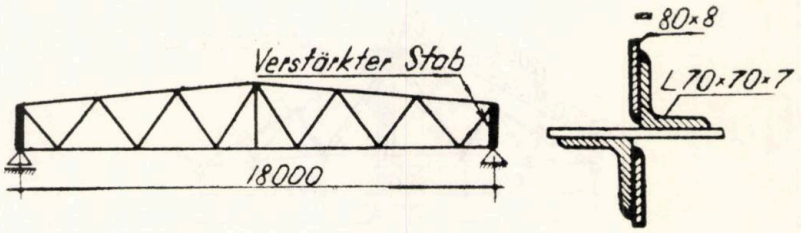


Abb. 7. — Verstärkung des Endpfostens.

c) Die Jassy-er Kaufhalle wurde um 1 880 gebaut, wo von der Dachbinder in Abb. 8 zu sehen ist. Der Obergurt ist ein I_{24}-Träger, die Untergurte und die gezogenen Diagonallstäbe sind Rundstähle und alle Druckstäbe waren aus Grauguß. Die Druckstäbe waren an den Knotenblechen angeschraubt und am Obergurt verkeilt (Abb. 9). Im Laufe der Zeit fielen die Keile heraus, sodaß die Druckstäbe nicht mehr im Kontakt mit dem Obergurt waren (Abb. 10) und die Biegespannungen dieses sich sehr erhöhten. Ebenfalls konnte man ein Schlaffwerden der Zugstäbe beobachten.

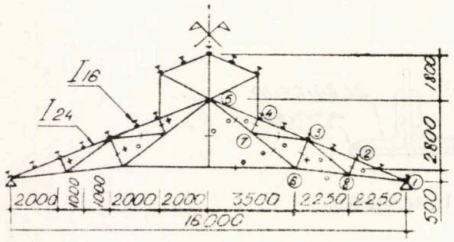


Abb. 8. — Schema des Dachbinders der Jassy-er Kaufhalle.

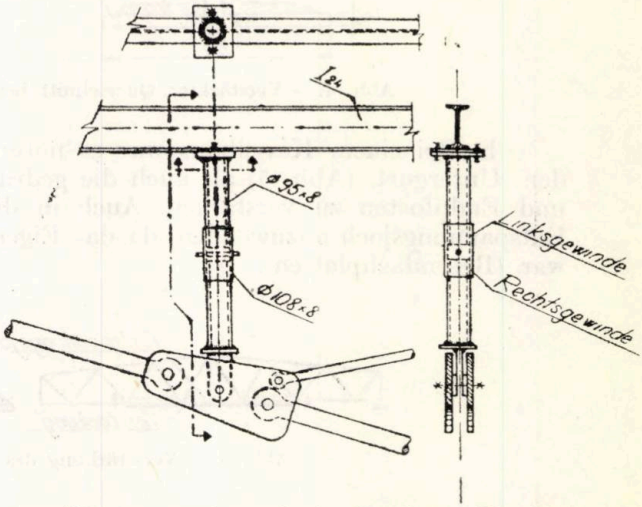


Abb. 11. — Auswechseln der Graugußdruckstäbe durch Rohre.

Für die Wiederherstellung des Fachwerkträgers wurden alle Druckstäbe aus Grauguß ausgewechselt und mit Rohren ersetzt (Abb. 11), die in der Mitte mit einem Spannschloß versehen waren, sodaß das Tragwerks-

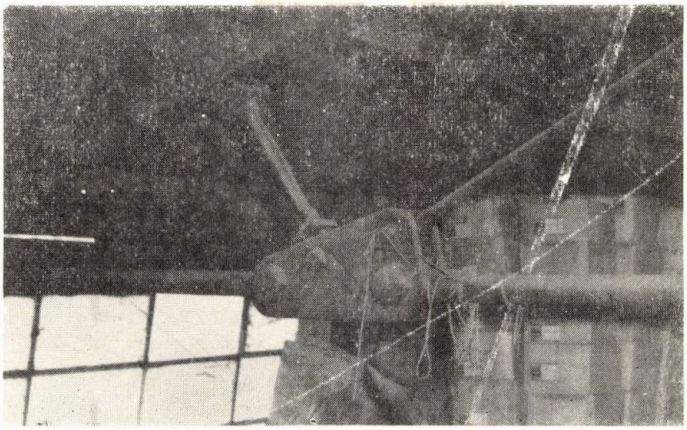


Abb. 9. — Untergurtknotenpunkt.

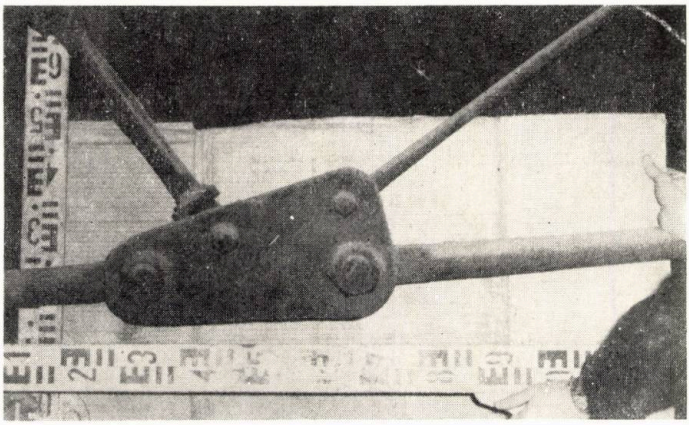


Abb. 10. — Spannungsloser Druckstab.

gleichgewicht wiederhergestellt werden konnten. Durch eine zweckmässig gewählte Vorspannung konnten die Biegespannungen im Obergurt zusätzlich vermindert werden.

Eingegangen am 22. November 1974

Technische Hochoschule, Jassy,
Lehrstuhl für Hoch- und Industriebauten
und
Lehrstuhl für Geotechnik, Gründungen
und Verkehrswege

LITERATURVERZEICHNIS

1. Сахновский М. М., Титов А. М., *Уроки аварии стальных конструкций*. Киев, 1969.
2. Лащенко М. Н., *Усиление металлических конструкции*. М., 1969.
3. * * * *Ausführungsprojekte von Verstärkungsarbeiten.*

CONSOLIDAREA UNOR ACOPERIŞURI METALICE CU FERME CU ZĂBRELE

(Rezumat)

Se dau unele indicaţii privind dimensionarea consolidărilor grinzilor cu zăbrele cu şi fără detensionarea prealabilă a barelor. Se prezintă proiectul de execuţie pentru un dispozitiv de detensionare şi se dau cîteva exemple de consolidări efectuate şi metodele care au fost utilizate. Consolidările au fost efectuate în perioada 1969—1972 şi au dovedit o comportare bună în timp.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC IAŞI
Tomul XXI (XXV), Fasc. 1—2, 1975
Secţia V
CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

C. Z. 627.4

CONTRIBUŢII LA CALCULUL STABILITĂŢII TALUZELOR PRIN METODA SPIRALEI LOGARITMICE (I)

DE

VICTOR ZAVATI şi VIOREL MURGESCU

1. Introducere

Volumul mare de lucrări de tipul barajelor şi digurilor de pământ executate în perioada 1955—1974 justifică importanţa ce se acordă pe plan mondial îmbunătăţirii continue a metodicii de proiectare a acestor construcţii şi de calcul a stabilităţii taluzelor.

Printre metodele folosite curent în calculul stabilităţii taluzelor se înscriu şi cele bazate pe teoria echilibrului limită. Una din aproximaţiile admise de această metodă se bazează pe alegerea suprafeţei de alunecare (cedare), pentru a se evita nedeterminarea statică a problemei. Majoritatea procedeelor se limitează la cercetarea unor suprafeţe de cedare cilindrice, avînd curba directoare de forma unui arc de cerc, ipoteză menită să simplifice calculele.

Observaţii minuţioase şi studii pe un număr mare de alunecări au condus la concluzia că linia de alunecare în taluze relativ omogene se apropie de o cicloidă (Collin; Frontard) şi că cele circulare pot fi folosite ca o aproximantă.

Admiţînd ipoteza că în cedarea unui taluz o parte din masivul de pământ rămîne nedeformată, dar mobilă în raport cu restul msivului, rezultă că forma cinematic admisibilă pentru suprafaţa de cedare este spirala logaritmică. Metoda spiralei logaritmice a fost concepută de Rendulic [1], fiind studiată ulterior şi de alţi cercetători, printre care se numără Spencer [3] şi Chen [4], acesta din urmă susţinînd utilizarea spiralei logaritmice pentru reprezentarea suprafeţelor de cedare.

Avînd în vedere că, exceptînd unele cazuri particulare, nu este cunoscută vreo metodă de determinare a spiralei al cărei pol variază în funcţie de elementele geometrice ale taluzului şi de unghiul Φ de frecare interioară, în această primă Notă ne propunem să prezentăm atît un procedeu grafic cît şi unul analitic pentru determinarea polului spiralei de alunecare. Aplicînd apoi procedeul iterativ Raphson-Newton, coordonatele polului raportate la un sistem preferenţial pot fi aproximate cu precizia dorită.

2. Determinarea polului spiralei de alunecare

Fie *AMNB* profilul unui taluz în care apare fenomenul de cedare datorat dezechilibrului creat de eforturile unitare tangenţiale care depăşesc rezistenţa la forfecare a pământului.

Se admite că linia de alunecare este un arc de spirală logaritmică, notat *ACB*, situat în întregime în interiorul masivului, *A* fiind punctul

superior de cedare, iar B punctul inferior, acesta din urmă putînd să fie situat fie deasupra piciorului taluzului (în B'), fie la baza acestuia, la o anumită distanţă de punctul N (fig. 1).

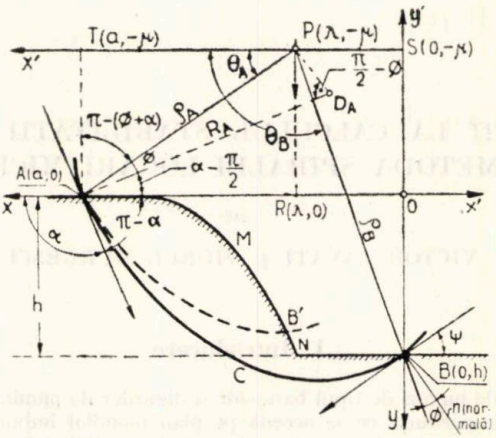


Fig. 1

În vederea determinării polului spiralei de cedare se alege un sistem de referinţă ortogonal xOy, unde axa Ox trece prin punctul A şi are direcţia orizontalei, iar axa Oy trece prin B şi are direcţia verticală faţă de pămînt. Se presupune că sînt cunoscute: a) distanţa $OA = a$; b) înălţimea porţiunii rupte din masiv, $OB = h$ (unde h poate fi egal cu înălţimea taluzului sau mai mic decît aceasta), h reprezentînd diferenţa de cotă a punctelor A şi B; c) unghiul superior de cedare, α, care reprezintă înclinarea tangentei în A la spirală; d) unghiul Φ de frecare interioară, care coincide cu unghiul format de raza vectoare a spiralei şi normala ce trece prin extremitatea razei.

Acestea fiind date, ne propunem să determinăm polul spiralei, $P(\lambda, -\mu)$, unde λ şi $-\mu$ sînt coordonatele sale relative la sistemul xOy. De asemenea, se consideră axa polară Px' de aceeaşi direcţie şi de acelaşi sens cu Ox. Mai precizăm că se impune şi determinarea factorului K din ecuaţia spiralei:

$$\rho = K \exp(\theta \operatorname{tg} \Phi). \tag{2.1}$$

Notînd cu (θ_A, ρ_A) şi (θ_B, ρ_B) coordonatele polare corespunzătoare punctelor A şi B, din (2.1) rezultă că trebuie satisfăcute relaţiile:

$$\rho_A = K \exp(\theta_A \operatorname{tg} \Phi), \qquad \rho_B = K \exp(\theta_B \operatorname{tg} \Phi), \tag{2.2}$$

unde

$$\theta_A = \Phi + \alpha - \pi/2, \tag{2.3}$$

θ_B determinîndu-se din expresia pantei dreptei (PB),

(2.4) $$\operatorname{tg}\theta_B = -(\mu + h)/\lambda,$$

de unde rezultă

(2.5) $$\theta_B = \pi - \operatorname{arctg}[(\mu + h)/\lambda].$$

De altă parte, din triunghiurile dreptunghice PTA și PSB se obține

(2.6) $$\rho_A = \sqrt{(a-\lambda)^2 + \mu^2}, \quad \rho_B = \sqrt{\lambda^2 + (\mu + h)^2}.$$

Ținînd seamă de (2.3), urmează că ecuația dreptei PA este

(2.7) $$y = -\operatorname{ctg}(\Phi + \alpha).(x - a);$$

scriind acum că ea este verificată de coordonatele polului, se obține o primă ecuație în necunoscutele λ și μ, de forma

(2.8) $$\operatorname{ctg}(\Phi + \alpha) = -\mu/(a - \lambda).$$

Pentru a obține o a doua ecuație în aceste necunoscute, se elimină mai întîi K din (2.2) prin împărțire,

$$\rho_B/\rho_A = \exp[(\theta_B - \theta_A)\operatorname{tg}\Phi],$$

după care se înlocuiesc ρ_A și ρ_B din (2.6), astfel încît rezultă ecuația

(2.9) $$\sqrt{\lambda^2+(\mu+h)^2}/\sqrt{(a-\lambda)^2+\mu^2} = \exp[(\theta_B - \theta_A)\operatorname{tg}\Phi].$$

Pentru a prezenta această ecuație sub o formă mai simplă se vor exprima radicalii într-o formă convenabilă. În acest scop se observă mai întîi că din (2.8) rezultă

$$1 + \operatorname{ctg}^2(\Phi + \alpha) = \operatorname{cosec}^2(\Phi + \alpha) = [(a - \lambda)^2 + \mu^2]/(a - \lambda)^2,$$

de unde urmează că

(2.10) $$\sqrt{(a-\lambda)^2 + \mu^2} = (a - \lambda)/\sin(\Phi + \alpha), \quad (\lambda < a;\ \Phi + \alpha < \pi).$$

Apoi, din (2.4) se obține

$$1 + \operatorname{tg}^2\theta_B = \sec^2\theta_B = [\lambda^2 + (\mu + h)^2]/\lambda^2,$$

de unde rezultă

(2.11) $$\sqrt{\lambda^2 + (\mu + h)^2} = -\lambda/\cos\theta_B,$$

semnul membrului drept fiind dictat de valorile lui λ și θ_B în modul următor: dacă $\lambda > 0$, atunci $\theta_B > \pi/2$, iar dacă $\lambda < 0$, rezultă $\theta_B < \pi/2$, așa încît, în ambele cazuri, membrul drept al egalității (2.11) este pozitiv.

Ținînd seamă de faptul că din (2.8) rezultă că $a - \lambda = -\mu\operatorname{tg}(\Phi + \alpha)$, după înlocuirea expresiilor (2.10) și (2.11) în (2.9) și introducînd încă notația

(2.12) $$\theta_B = u,$$

se obține relația

$$\frac{\lambda}{\mu} = \frac{\cos u.\exp(u \operatorname{tg}\Phi)}{\cos(\Phi+\alpha).\exp(\theta_A \operatorname{tg}\Phi)}, \quad (\theta_A = \Phi + \alpha - \pi/2), \tag{2.13}$$

care este utilă în cele ce urmează, pentru determinarea valorii lui u în funcție de datele problemei.

Fie acum sistemul constituit din ecuațiile (2.4) și (2.8), în care se consideră pe λ și μ drept necunoscute, scris sub forma :

$$\lambda \operatorname{tg} u + \mu = h, \quad \lambda - \mu \operatorname{tg}(\Phi+\alpha) = a. \tag{2.14}$$

Din rezolvarea sa rezultă coordonatele polului $P(\lambda, -\mu)$ în funcție de u, de forma :

$$\lambda = \frac{a + h \operatorname{tg}(\Phi+\alpha)}{1 + \operatorname{tg} u \operatorname{tg}(\Phi+\alpha)}, \quad \mu = \frac{h - a \operatorname{tg} u}{1 + \operatorname{tg} u \operatorname{tg}(\Phi+\alpha)}. \tag{2.15}$$

Înlocuind acum λ și μ din (2.15) în (2.13), această din urmă relație capătă forma

$$\frac{a + h \operatorname{tg}(\Phi+\alpha)}{h - a \operatorname{tg} u} = \frac{\cos u.\exp(u \operatorname{tg}\Phi)}{\cos(\Phi+\alpha).\exp(\theta_A \operatorname{tg}\Phi)}, \quad (\theta_A = \Phi+\alpha-\pi/2). \tag{2.16}$$

Notînd încă

$$a/h = \operatorname{tg}\gamma, \tag{2.17}$$

(de unde rezultă în mod obligatoriu $\gamma \neq k\pi/2$, $k \in Z$), ecuația precedentă devine

$$\frac{\operatorname{tg}\gamma + \operatorname{tg}(\Phi+\alpha)}{1 - \operatorname{tg}\gamma \operatorname{tg} u} = \frac{\cos u.\exp(u \operatorname{tg}\Phi)}{\cos(\Phi+\alpha).\exp(\theta_A \operatorname{tg}\Phi)}, \quad (\theta_A = \Phi+\alpha-\pi/2).$$

Lăsînd de o parte, pentru moment, cazurile în care $u = \theta_B = \pi/2$ ori $\Phi + \alpha = \pi/2$, $(\theta_A = 0)$, egalitatea precedentă se poate scrie sub forma simplificată

$$\frac{\sin(\gamma+\Phi+\alpha)}{\cos(\gamma+u)} = \frac{\exp(u \operatorname{tg}\Phi)}{\exp(\theta_A \operatorname{tg}\Phi)}, \quad (\theta_A = \Phi+\alpha-\pi/2).$$

Amplificînd în partea dreaptă cu expresia $\exp(\gamma \operatorname{tg}\Phi)$ și făcînd în partea stîngă substituția $\sin(\gamma+\Phi+\alpha) = \cos(\gamma+\Phi+\alpha-\pi/2)$, egalitatea precedentă, considerată ca o ecuație în necunoscuta u, ia forma

$$\frac{\cos(\gamma+\Phi+\alpha-\pi/2)}{\cos(\gamma+u)} = \frac{\exp[(\gamma+u)\operatorname{tg}\Phi]}{\exp[(\gamma+\Phi+\alpha-\pi/2)\operatorname{tg}\Phi]}. \tag{2.18}$$

În scopul simplificării acestei ecuații se introduce noua necunoscută v, prin egalitatea

$$v = \gamma + u \tag{2.19}$$

și se notează în plus

$$\beta = \gamma + \Phi + \alpha - \pi/2 = \gamma + \theta_A, \tag{2.20}$$

încît ecuația (2.18) devine de forma

$$\exp(v \operatorname{tg} \Phi).\cos v = \exp(\beta \operatorname{tg} \Phi).\cos \beta. \tag{2.21}$$

Eliminînd soluția $v = \beta$, care nu poate să convină problemei deoarece, după cum se constată din (2.20), (2.19) și (2.3), ar implica $\theta_B = \theta_A$, aflarea lui v din această ecuație transcendentă rezolvă problema determinării poziției polului spiralei prin obținerea lui u din (2.19) și apoi prin înlocuirea valorii sale în (2.15).

Constanta K din ecuația (2.1) a spiralei se determină din relațiile (2.2) și (2.6), cu formula

$$K = \exp[(\pi/2 - \Phi - \alpha) \operatorname{tg} \Phi].\sqrt{(a-\lambda)^2 + \mu^2}, \tag{2.22}$$

în care λ și μ se înlocuiesc cu valorile lor din (2.15), sau se determină cu ajutorul formulei

$$K = \exp[(\pi/2 - \Phi - \alpha) \operatorname{tg} \Phi].(a-\lambda)/\sin(\Phi + \alpha), \tag{2.22'}$$
$$(\lambda < a, \quad \Phi + \alpha < \pi).$$

În consecință, problema determinării ecuației și poziției polului spiralei de alunecare revine, din punct de vedere matematic, la soluționarea ecuației (2.21), de care ne ocupăm în paragraful următor.

3. Metode de rezolvare aproximativă a ecuației (2.21)

Deoarece rezolvarea exactă a ecuației (2.21), în care Φ și β sînt dați, nu este posibilă, se prezintă în cele ce urmează o metodă grafică și una analitică pentru determinarea unei prime aproximante a soluției acestei ecuații. Apoi, se va arăta cum cu ajutorul acestei aproximante inițiale se poate obține, prin metoda iterativă a lui Raphson-Newton, o soluție aproximativă capabilă să prezinte o precizie dorită și care poate fi obținută totdeauna în mod simplu, deoarece pentru ecuația (2.21) procesul iterativ este rapid convergent.

3.1. Metoda grafică

Deoarece $\theta_A < \theta_B$, rezultă $\theta_A + \gamma < \theta_B + \gamma$, adică, ținînd seama de (2.19) și (2.20), este satisfăcută totdeauna inegalitatea $\beta < v$. Urmează de aici precum și din expresia ecuației (2.21) că $0 < \beta < \pi/2$ implică $0 < v < \pi/2$ și $\pi/2 < \beta < 3\pi/2$ implică $\pi/2 < v < 3\pi/2$, deoarece $\cos v$ și $\cos \beta$ trebuie să aibă același semn. Rezultă atunci că se poate înlocui ecuația (2.21) prin ecuația

$$\exp(v \operatorname{tg} \Phi).|\cos v| = \exp(\beta \operatorname{tg} \Phi).|\cos \beta|. \tag{3.1}$$

Logaritmînd ambii membri și ordonînd termenii în mod convenabil, se obține ecuația

$$\ln|\cos v| = (-\operatorname{tg}\Phi)(v-\beta) + \ln|\cos\beta|, \tag{3.2}$$

$$(v \neq \pi/2 + k\pi, \quad \beta \neq \pi/2 + k\pi, \quad k \in \mathbf{Z}).$$

Urmează de aici că, *în sistemul cartezian ortogonal vOw, toate soluțiile ecuației (3.1) vor fi date de abscisele punctelor A_k de intersecție ale curbei de ecuație*

$$w = \ln|\cos v|, \quad (v \neq \pi/2 + k\pi, \quad k \in \mathbf{Z}), \tag{3.3}$$

cu dreapta (D) de ecuație

$$w - \ln|\cos\beta| = \operatorname{tg}(-\Phi).(v-\beta), \quad (\beta \neq \pi/2 + k\pi, \quad k \in \mathbf{Z}), \tag{3.4}$$

care trece prin punctul M $(\beta, \ln|\cos\beta|)$ *și are înclinarea egală cu* $-\Phi$, după cum este schițat în fig. 2.

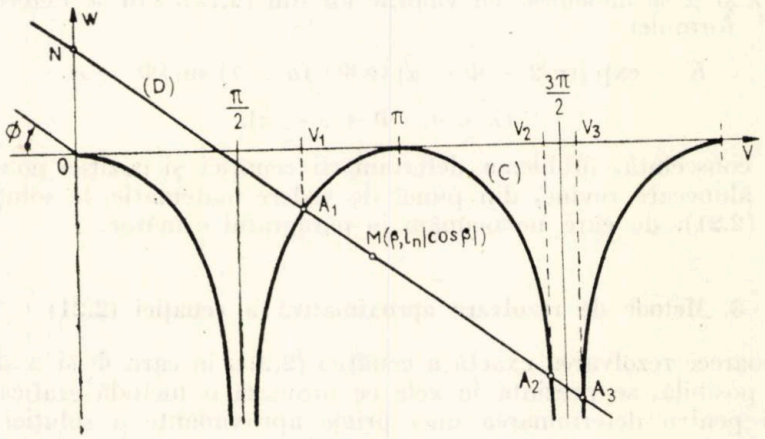


Fig. 2

O b s e r v a ț i i. 1° Dreapta (*D*) mai poate fi trasată și prin punctul $N(0, \beta\operatorname{tg}\Phi + \ln|\cos\beta|)$, păstrînd aceeași înclinare, egală cu $-\Phi$.

2° Dacă graficul funcției (3.3) este bine trasat pe o hîrtie milimetrică fină, pe care s-a ales unitatea de măsură suficient de mare, cu ajutorul unghiului Φ și a punctului N, punctele A_i se determină ușor, abscisele v_i corespunzătoare putînd fi citite la intersecția axei Ov cu paralelele prin A_i la Ow.

3° În cazul în care nu se dispune de valorile logaritmilor naturali ale funcției $\cos v$, pentru $v \in]\,0, \pi/2[$, se poate transforma ecuația (3.2) cu ajutorul logaritmilor zecimali, astfel încît aceasta devine

$$\log|\cos v| = (-\operatorname{tg}\Phi.\log e)(v-\beta) + \log|\cos\beta|. \tag{3.2'}$$

În locul curbei din fig. 2 se va utiliza graficul funcției

$$w = \log|\cos v|, \tag{3.3'}$$

iar în locul dreptei (*D*) se obține dreapta de ecuație

(3.4′) $w = (-\operatorname{tg}\Phi \cdot \log e)(v - \beta) + \log|\cos\beta|$, $(\log e = 0{,}43429448\ldots)$,

care se construiește în modul cel mai simplu prin tăieturi, dar care prezintă față de dreapta (D) dezavantajul că nu mai are înclinarea $-\Phi$.

3.2. Metoda analitică

Deoarece funcțiile ce intervin în ecuația (2.21) sînt funcții întregi, aceasta poate fi înlocuită cu o ecuație algebrică care se obține prin dezvoltarea acestor funcții în serii MacLaurin, din care se reține numai un număr convenabil de termeni.

Spre exemplu, dacă Φ este mic ($0 < \Phi < 15°$), o primă aproximantă a lui v poate fi obținută dacă se reține în dezvoltările funcțiilor din (2.21) numai termenii pînă la gradul trei inclusiv. În acest caz, după simplificarea cu $v - \beta \neq 0$, se obține ecuația

$$\varepsilon(3 - \varepsilon^2)v^2 + \delta v + \beta\delta - 6\varepsilon = 0, \tag{3.5}$$

unde s-a notat

$$\varepsilon = \operatorname{tg}\Phi, \quad \delta = \varepsilon\beta(3 - \varepsilon^2) + 3(1 - \varepsilon^2). \tag{3.5′}$$

Cel puțin în cazul în care $\beta\delta - 6\varepsilon < 0$, ecuația (3.5) are rădăcini reale și de semne contrare și în acest caz se verifică dacă rădăcina pozitivă convine ca primă aproximantă pentru v. În caz contrar se trece la considerarea termenilor pînă la gradul al patrulea inclusiv în dezvoltările funcțiilor din (2.21), astfel încît, după simplificarea prin $v - \beta \neq 0$ se obține ecuația de gradul al treilea

$$\begin{aligned}(v^2 + \beta v + \beta^2)[(\varepsilon^4 - 6\varepsilon^2 + 1)v + 4\varepsilon(\varepsilon^2 - 3)] + \\ + 12(\varepsilon^2 - 1)(v + \beta) + \beta^3(\varepsilon^4 - 6\varepsilon^2 + 1) + 24\varepsilon = 0,\end{aligned} \tag{3.6}$$

în care se calculează mai întîi coeficienții și apoi se ordonează termenii după puterile descrescătoare ale lui v. Această ecuație are cel puțin o rădăcină reală, iar separarea rădăcinilor poate fi făcută cu ușurință, cu ajutorul șirului lui Rolle.

Pentru $\Phi < 45°$, soluțiile ecuației (2.21) pot fi obținute din (3.6), în general, cu o zecimală exactă.

3.3. Metoda iterativă Raphson—Newton

Pentru a obține soluția convenabilă a ecuației (3.2) cu o precizie fixată *a priori*, se poate aplica metoda de aproximare succesivă a tangentei, care în cazul de față dă rezultate bune deoarece, pe de o parte funcția $w = \ln|\cos v|$ este suficient de netedă, iar pe de altă parte, se poate pleca de la o iterată inițială v_0 apropiată de soluția exactă, care se determină prin una dintre metodele precedente.

În scopul descrierii metodei, se consideră ecuația (3.2), scrisă sub forma

$$F(v) \equiv \ln|\cos v| + \varepsilon v - A = 0, \tag{3.7}$$

unde s-a notat

$$\varepsilon = \operatorname{tg}\Phi, \quad A = \varepsilon\beta + \ln|\cos\beta|. \tag{3.8}$$

Deoarece $\mathrm{d}F/\mathrm{d}v = -\operatorname{tg} v + \varepsilon$, v_0 fiind iterata inițială, rezultă

$$F(v_0) = \ln|\cos v_0| + \varepsilon v_0 - A, \quad F'(v_0) = -\operatorname{tg} v_0 + \varepsilon,$$

astfel încît iterata de ordinul întîi este de forma

$$v_1 = v_0 - F(v_0)/F'(v_0) = v_0 - (\ln|\cos v_0| + \varepsilon v_0 - A)/(\varepsilon - \operatorname{tg} v_0),$$

iar iterata de ordinul n, $(n \in N)$, are expresia

$$v_n = v_{n-1} - \frac{\ln|\cos v_{n-1}| + \varepsilon v_{n-1} - A}{\varepsilon - \operatorname{tg} v_{n-1}}. \tag{3.9}$$

Evaluarea erorii corespunzătoare, raportată la soluția exactă, se efectuează, în acest caz, cu ajutorul formulei

$$e_n \approx \frac{e_{n-1}^2}{2\cos v_{n-1}(\varepsilon\cos v_{n-1} - \sin v_{n-1})}, \quad (n \in N). \tag{3.10}$$

4. Observații asupra variației poziției polului spiralei în funcție de Φ și α

Din formulele (2.15) se poate observa că polul spiralei variază în raport cu Φ în același mod ca și în raport cu α sau cu variabila $\Phi + \alpha$.

Presupunînd că a și h sînt constante iar u este un parametru ce ia valori pe intervalul $]\,0,\ \pi\,[$, din expresiile derivatelor funcțiilor (2.15):

$$\frac{\mathrm{d}\lambda}{\mathrm{d}\Phi} = \frac{h - a\operatorname{tg} u}{\cos^2(\Phi+\alpha)[1+\operatorname{tg} u\operatorname{tg}(\Phi+\alpha)]^2}, \quad \frac{\mathrm{d}\mu}{\mathrm{d}\Phi} = \frac{(a\operatorname{tg} u - h)\operatorname{tg} u}{\cos^2(\Phi+\alpha)[1+\operatorname{tg} u\operatorname{tg}(\Phi+\alpha)]^2}$$

rezultă următoarele:

1° Pentru $u \in]\,0,\ \operatorname{arctg}(h/a)[$, coordonatele polului cresc odată cu Φ, abscisa polului rămînînd pozitivă, iar ordonata negativă.

2° Pentru $u \in]\operatorname{arctg}(h/a),\ \pi/2[$, ambele coordonate sînt descrescătoare pentru Φ crescător, abscisa polului rămînînd pozitivă iar ordonata negativă.

3° În fine, pentru $u \in]\pi/2,\ \pi[$, abscisa polului crește odată cu Φ, iar ordonata descrește.

Din ecuația (2.7) mai rezultă că variația poziției polului în funcție de variația lui Φ, ori în funcție de variația unghiului superior de cedare α sau chiar în funcție de suma $\Phi + \alpha$, poate fi ușor localizată pe direcția dreptei $y = \operatorname{ctg}(\Phi + \alpha).(a - x)$, care trece prin punctul A și este independentă de u.

În mod asemănător, în cazul în care Φ și α sînt fixați, localizarea polului se face pe direcția dreptei $y = (\operatorname{tg}\theta_B)\,x + h$, care trece prin extremitatea inferioară B a arcului de cedare ACB.

5. Determinarea spiralei în funcție de unghiul inferior de cedare

Aceeași problemă poate fi tratată în mod asemănător, în cazul în care, menținînd cunoscute mărimile a, h și Φ, în locul unghiului α se consideră dat unghiul ψ format de direcția tangentei la spirală în punctul B cu direcția axei Ox' (fig. 1). Unghiul inferior de cedare ψ va fi considerat negativ în cazul în care panta tangentei la spirală în punctul B este negativă.

Notînd

$$\theta_A = \tilde{u} \tag{5.1}$$

și ținînd seamă că

$$\theta_B = \pi/2 - \Phi + \psi, \tag{5.2}$$

păstrînd notațiile din fig. 1, de data aceasta sînt valabile relațiile

$$\rho_A = (\lambda - a)/\cos\tilde{u}, \quad \rho_B = (\mu + h)/\cos(\psi - \Phi), \tag{5.3}$$

iar coordonatele polului sînt date de soluția sistemului

$$\lambda \operatorname{ctg}(\psi - \Phi) - \mu = h, \quad \lambda + \mu \operatorname{ctg}\tilde{u} = a. \tag{5.4}$$

Rezultă de aici pentru $P(\lambda, -\mu)$,

$$\lambda = \frac{a + h \operatorname{ctg}\tilde{u}}{1 + \operatorname{ctg}\tilde{u} \operatorname{ctg}(\psi - \Phi)}, \qquad \mu = \frac{a \operatorname{ctg}(\psi - \Phi) - h}{1 + \operatorname{ctg}\tilde{u} \operatorname{ctg}(\psi - \Phi)}. \tag{5.5}$$

Ținînd seamă de (2.2), (5.1), (5.2) și (5.4), prin împărțirea ecuațiilor din (5.3) membru cu membru, rezultă relația

$$\lambda/\mu = \sin(\psi - \Phi).\exp[(\pi/2 - \Phi + \psi)\operatorname{tg}\Phi]/[\sin\tilde{u}.\exp(\tilde{u}\operatorname{tg}\Phi)]. \tag{5.6}$$

Înlocuind acum în (5.6) valorile lui λ și μ din (5.5), păstrînd notația (2.17) și făcînd încă notațiile

$$\tilde{v} = \tilde{u} - \gamma, \quad \tilde{\beta} = \pi/2 - \Phi + \psi - \gamma = \theta_B - \gamma, \tag{5.7}$$

în urma unor calcule asemănătoare celor efectuate în ultima parte din § 2, rezultă că $\tilde{v}$ trebuie să fie soluție a unei ecuații de aceeași formă cu ecuația (2.21), avînd expresia

$$\exp(\tilde{v}\operatorname{tg}\Phi).\cos\tilde{v} = \exp(\tilde{\beta}\operatorname{tg}\Phi).\cos\tilde{\beta}. \tag{5.8}$$

Pentru constanta K din ecuația (2.1) se găsește expresia

$$K = \exp[(\psi - \Phi - \pi/2)\operatorname{tg}\Phi]\sqrt{\lambda^2 + (h + \mu)^2} \tag{5.9}$$

sau

$$K = (\mu + h)[\exp(\psi - \Phi - \pi/2)\operatorname{tg}\Phi]/\cos(\psi - \Phi). \tag{5.9'}$$

Metodele pentru determinarea valorilor aproximative ale lui v, ce a u fost expuse în § 3, se aplică și la rezolvarea ecuației (5.8). De aseme-

nea, concluzii similare celor din § 4, privind variația poziției polului în funcție de Φ și ψ, pot fi trase și pentru acest caz.

În concluzie, procedeele prezentate permit determinarea polului pentru diferite spirale de alunecare în funcție de elementele geometrice ale taluzului și unghiul de frecare interioară a pământului. Urmează ca într-o viitoare lucrare să se abordeze problema determinării polului pentru spirala de alunecare cea mai defavorabilă în condițiile echilibrului limită.

Primită la 4 iulie 1974

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de beton armat și construcții hidrotehnice
și
Catedra de matematici I

BIBLIOGRAFIE

1. Rendulic L., *Ein Beitrag zur Bestimmung der Gleitsicherheit.* Bauingenieur, **16**, 230—233 (1935).
2. Frontard J., *Lignes de glissement et hauteur dangereuse d'un massif de terre limité par un talus plan.* Géotechnique, **5**, *1*, 33—36 (1955).
3. Spencer E., *Circular and Logarithmic Spiral Slip Surfaces.* Proc. A.S.C.E., **95**, *S.M.1*, 227—234 (1969).
4. Chen W. F., *Circular and Logarithmic Spiral Slip Surfaces.* (Discussion). Proc. A.S.C.E., **96**, *S.M.1*, 324—326 (1970).

CONTRIBUTIONS AU CALCUL DE LA STABILITÉ DES TALUS SELON LA MÉTHODE DE LA SPIRALE LOGARITHMIQUE (I)

(Résumé)

Si l'on admet l'hypothèse que le glissement dans le talus a lieu suivant une surface ayant une courbe directrice en forme de spirale logarithmique, on pose le problème à déterminer la spirale dont le pôle varie en fonction des éléments géométriques des talus et de l'angle Φ de friction intérieur.

En résolvant l'équation établie (2.21), au moyen d'un procédé graphique et d'un autre, analytique, on obtient une solution initiale et en continuant par la méthode itérative Raphson-Newton on arrive à la solution du problème avec la précision souhaitée.

Dans un travail ultérieur, on s'occupera de la détermination du pôle de la spirale de glissement le plus défavorable dans les conditions de l'équilibre limite.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXI (XXV), Fasc. 1—2, 1975
Secția V
CONSTRUCȚII. ARHITECTURĂ

C. Z. 526

APLICAREA CALCULULUI VECTORIAL ȘI A NUMERELOR COMPLEXE LA REZOLVAREA PROBLEMELOR DE RETROINTERSECȚII FOLOSITE ÎN DETERMINĂRI DE PUNCTE TOPOGRAFICE

DE

EUGEN POPA

1. În lucrările anterioare [4], [5] s-a arătat modul în care se obțin coordonatele punctelor determinate prin intersecția înainte și prin puncte duble (H a n s e n) în funcție de elementele cunoscute — coordonatele punctelor vechi și unghiurile sau direcțiile măsurate — folosind noua metodologie de calcul, adaptată și sistemului de axe dextroso întîlnit.

2. Considerînd cazul determinării punctelor topografice în condițiile caracteristice intersecției înapoi (fig. 1), se pot obține de asemenea, prin

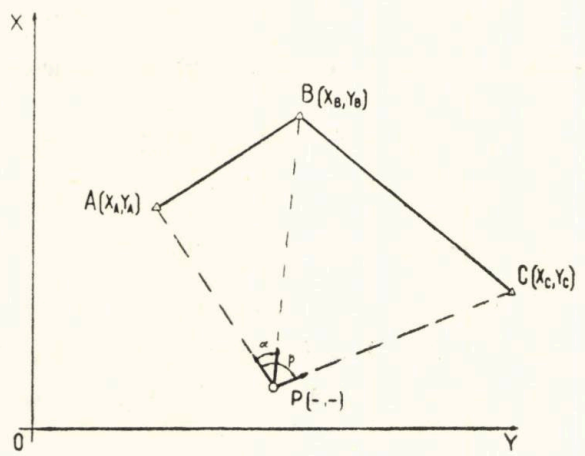


Fig. 1

aplicarea operațiilor cu vectori și numere complexe, direct, coordonatele X_p, Y_p, ale punctului nou P în funcție de unghiurile α și β, măsurate și coordonatele punctelor vechi vizate A, B, C. În cadrul acestui procedeu

se efectuează operații cu vectori ce se exprimă, în diferite forme, prin numere complexe:

$$(1) \qquad Z_{AB} = Z_{PB} - Z_{PA}\,, \quad Z_{BC} = Z_{PC} - Z_{PB}\,, \quad Z_{AC} = Z_{PC} - Z_{PA}\,;$$

$$(2) \qquad Z_{PC} = Z_{PA}\,\lambda e^{i\beta}, \quad Z_{PB} = Z_{PA}\,\mu e^{i\alpha}$$

și deci

$$(1_1) \qquad Z_{AB} = Z_{PA}\,(\mu e^{i\alpha} - 1), \quad Z_{BC} = Z_{PA}\,(\lambda e^{i\beta} - \mu e^{i\alpha})\,,$$
$$Z_{AC} = Z_{PA}\,(\lambda e^{i\beta} - 1).$$

Pentru aflarea parametrilor necesari în explicitarea relațiilor (1_1), din care se obțin coordonatele punctului P, se folosesc unele artificii de calcul precum și proprietatea de bază a relațiilor vectoriale exprimate prin numere complexe. În acest sens

a) Se calculează raportul

$$(3) \qquad \frac{Z_{AB}}{Z_{BC}} = \frac{\mu e^{i\alpha} - 1}{\lambda e^{i\beta} - \mu e^{i\alpha}} = \frac{\mu - e^{-i\alpha}}{\lambda e^{i(\beta-\alpha)} - \mu}\,,$$

de unde se obține:

$$(3_1) \qquad Z_{AB}\,\lambda e^{i(\beta-\alpha)} + Z_{BC}\,e^{-i\alpha} = \mu(Z_{AB} + Z_{BC}) = \mu Z_{AC}.$$

b) Se înmulțește expresia astfel obținută cu Z^*_{AC}

$$(4) \qquad Z^*_{AC}\,Z_{AB}\,\lambda e^{i(\beta-\alpha)} + Z^*_{AC}\,Z_{AB}\,e^{-i\alpha} = \mu\,|\,Z_{AC}\,|^2$$

și se impune condiția evidentă de egalare cu zero a coeficientului părții imaginare:

$$(4_1) \qquad \mathcal{I}m\,\{[Z_{AB}\,\lambda e^{i(\beta-\alpha)} + Z_{BC}\,e^{-i\alpha}]\,Z^*_{AC}\} = 0,$$

unde $Z^*_{AC} = X_{AC} - iY_{AC}$.

c) Efectuînd calculele, condiția (4_1) conduce la ecuația:

$$\lambda[X_{AB}\,X_{AB}\sin(\beta-\alpha) + X_{AC}\,Y_{AB}\cos(\beta-\alpha) -$$
$$(5) \quad - X_{AB}\,Y_{AC}\cos(\beta-\alpha) + Y_{AC}\,Y_{AB}\sin(\beta-\alpha)] - X_{AC}\,X_{BC}\sin\alpha +$$
$$+ X_{AC}\,Y_{BC}\cos\alpha - Y_{AC}\,X_{BC}\cos\alpha - Y_{AC}\,Y_{BC}\sin\alpha = 0,$$

cu soluția:

$$(6) \qquad \lambda =$$
$$= \frac{X_{BC}\,(X_{AC}\sin\alpha + Y_{AC}\cos\alpha) + Y_{BC}\,(Y_{AC}\sin\alpha - X_{AC}\cos\alpha)}{X_{AB}[X_{AC}\sin(\beta-\alpha) - Y_{AC}\cos(\beta-\alpha)] + Y_{AB}\,[Y_{AC}\sin(\beta-\alpha) + X_{AC}\cos(\beta-\alpha)]}.$$

d) Pentru obținerea parametrului μ se folosește de asemenea relația (3) care se divide prin $e^{i(\beta-\alpha)}$:

$$Z_{AB}\,\lambda = \mu Z_{AC}\,e^{-i(\beta-\alpha)} - Z_{BC}\,e^{-i\beta}, \tag{7}$$

se înmulțește cu Z^*_{AB} și prin egalarea cu zero a coeficientului părții imaginare

$$\mathcal{I}m\,\{[\mu Z_{AC}\,e^{-i(\beta-\alpha)} - Z_{BC}\,e^{-i\beta}]Z^*_{AB}\} = 0 \tag{7_1}$$

se obține ecuația :

$$\begin{aligned}\mu[X_{AB}\,Y_{AC}\cos(\beta-\alpha) - X_{AB}\,X_{AC}\sin(\beta-\alpha) - \\ - X_{AC}\,Y_{AB}\cos(\beta-\alpha) - Y_{AC}\,Y_{AB}\sin(\beta-\alpha)] + X_{BC}\,X_{AB}\sin\beta - \\ - X_{AB}\,Y_{BC}\cos\beta + Y_{AC}\,X_{BC}\cos\beta + Y_{AB}\,Y_{BC}\sin\beta = 0,\end{aligned} \tag{7_2}$$

cu soluția :

$$\mu = \frac{X_{BC}\,(X_{AB}\sin\beta + Y_{AB}\cos\beta) + Y_{BC}\,(Y_{AB}\sin\beta - X_{AB}\cos\beta)}{X_{AB}\,[X_{AC}\sin(\beta-\alpha) - Y_{AC}\cos(\beta-\alpha)] + Y_{AB}\,[Y_{AC}\sin(\beta-\alpha) + X_{AC}\cos(\beta-\alpha)]}. \tag{8}$$

3. Pentru calculul coordonatelor noului punct P, se scriu relațiile vectoriale :

$$Z_p = Z_A + Z_{AP},\quad Z_p = Z_B + Z_{BP},\quad Z_p = Z_C + Z_{CP}, \tag{9}$$

care în baza relațiilor (1), (1_1) și (2) devin :

$$Z_p = Z_A + \frac{Z_{AB}}{1-\mu e^{i\alpha}},\quad Z_p = Z_B + \frac{Z_{AB}\,e^{i\alpha}}{1-\mu e^{i\alpha}},\quad Z_p = Z_C + \frac{Z_{AB}\,\lambda e^{i\beta}}{1-\lambda e^{i\beta}}. \tag{9_1}$$

Efectuînd media aritmetică a celor trei expresii se obțin coordonatele în funcție de ambii parametri, λ și μ :

$$\begin{cases} X_p = \dfrac{1}{3}\,(X_A + X_B + X_C) + p(X_B - X_A) + r\,(Y_B - Y_A), \\ Y_p = \dfrac{1}{3}\,(Y_A + Y_B + Y_C) + p(Y_B - Y_A) - r(X_B - X_A), \end{cases} \tag{10}$$

unde :

$$\begin{cases} p = \dfrac{1-\mu^2+\lambda\cos\beta - \lambda\mu\cos(\beta-\alpha)}{1+\mu^2-2\mu\cos\alpha}, \\ r = \dfrac{\mu\lambda\sin(\beta-\alpha) - \lambda\sin\beta - 2\mu\sin\alpha}{1+\mu^2-2\,\mu\cos\alpha}. \end{cases} \tag{10_1}$$

Considerînd numai primele două relații din (9_1) și efectuînd media lor aritmetică se obțin coordonatele numai în funcție de parametrul μ:

$$(11)\quad \begin{cases} X_p = \frac{1}{2}(X_A + X_B) + sX_{AB} - tY_{AB}, \\ Y_p = \frac{1}{2}(Y_A + Y_B) + sY_{AB} + tX_{AB}, \end{cases}$$

unde:

$$(11_1)\quad s = \frac{1-\mu^2}{1+\mu^2-2\mu\cos\alpha}, \quad t = \frac{2\mu\sin\alpha}{1+\mu^2-2\cos\alpha}.$$

În mod analog se pot obține coordonatele X_p, Y_p numai în funcție de parametrul λ. În acest scop se scriu expresiile:

$$(12)\quad Z_p = Z_A + Z_{AP} = Z_A + \frac{Z_{AC}}{1-\lambda e^{i\beta}}, \quad Z_p = Z_C + Z_{CP} = Z_C + \frac{Z_{AC}\,\lambda e^{i\beta}}{1-\lambda e^{i\beta}}.$$

După amplificarea cu conjugata numitorului și separarea părților reală și imaginară se obține:

$$(13)\quad X_p = \frac{1}{2}(X_A + X_C) + uX_{AC} - vY_{AC}, \quad Y_p = \frac{1}{2}(Y_A + Y_C) + uY_{AC} + vX_{AC},$$

unde:

$$(13_1)\quad u = \frac{1-\lambda^2}{1+\lambda^2-2\lambda\cos\beta}, \quad v = \frac{2\lambda\sin\beta}{1+\lambda^2-2\lambda\cos\beta}.$$

4. Calculele pot fi întreprinse și fără a determina mediile aritmetice, fie din punctele A și B, cu parametrul μ (relațiile (1), (2), (9)), sau din punctele A și C, cu parametrul λ (relațiile (1), (2) și (12)):

$$(14)\quad \begin{cases} X_p = X_A + \bar{s}_1 X_{AB} - \bar{t}_1 Y_{AB}, \\ Y_p = Y_A + \bar{s}_1 Y_{AB} + \bar{t}_1 X_{AB}, \\ X_p = X_B + \bar{s}_2 X_{AB} - \bar{t}_2 Y_{AB}, \\ Y_p = Y_B + \bar{s}_2 Y_{AB} + \bar{t}_2 X_{AB}, \end{cases} \text{ respectiv } (15)\quad \begin{cases} X_p = X_A + \bar{u}_1 X_{AC} - \bar{v}_1 Y_{AC}, \\ Y_p = Y_A + \bar{u}_1 Y_{AC} + \bar{v}_1 X_{AC}, \\ X_p = X_C + \bar{u}_2 X_{AC} - \bar{v}_2 Y_{AC}, \\ Y_p = Y_C + \bar{u}_2 Y_{AC} + \bar{v}_2 X_{AC}, \end{cases}$$

unde:

$$(14_1)\quad \begin{cases} \bar{s}_1 = \frac{1-\mu\cos\alpha}{1+\mu^2-2\mu\cos\alpha}, \quad \bar{t}_1 = \frac{\mu\sin\alpha}{1+\mu^2-2\mu\cos\alpha}; \\ \bar{s}_2 = \frac{\mu\cos\alpha-\mu^2}{1+\mu^2-2\mu\cos\alpha}, \quad \bar{t}_2 = \bar{t}_1; \end{cases}$$

$$(15_1)\quad \begin{cases} \bar{u}_1 = \dfrac{1-\lambda\cos\beta}{1+\lambda^2-2\lambda\cos\beta}, & \bar{v}_1 = \dfrac{\lambda\sin\beta}{1+\lambda^2-2\lambda\cos\beta}; \\ \bar{u}_2 = \dfrac{\lambda\cos\beta-\lambda^2}{1+\lambda^2-2\lambda\cos\beta}, & \bar{v}_2 = \bar{v}_1. \end{cases}$$

Se constată că $\bar{s}_1 + \bar{s}_2 = s$, $\bar{t}_1 + \bar{t}_2 = t$ și $\bar{u}_1 + \bar{u}_2 = u$, $\bar{v}_1 + \bar{v}_2 = v$.

5. Expresiile (10), (11), (13), (14) și (15) pot fi prezentate și sub o formă adecvată calculului cumulat la mașina de calcul; de exemplu relațiile (11) devin:

$$(16)\quad \begin{cases} X_p = \dfrac{X_B + \mu^2 X_A - (X_A + X_B)\,\mu\cos\alpha - (Y_B - Y_A)\,\mu\sin\alpha}{K}, \\ Y_p = \dfrac{Y_B + \mu^2 Y_A - (Y_A + Y_B)\,\mu\cos\alpha + (X_B - X_A)\,\mu\sin\alpha}{K}, \end{cases}$$

$$(K = 1 + \mu^2 - 2\mu\cos\alpha).$$

În mod analog, din (13) se obțin expresii în λ, fie acestea (17). De subliniat că din (14) s-ar obține relații identice cu (16) și în mod analog din (15) identice cu (13).

6. Pentru a rezolva un exemplu practic se procedează în modul următor:

a) Se calculează μ, μ^2, $\mu\sin\alpha$, $\mu\cos\alpha$ și λ, λ^2, $\lambda\sin\beta$, $\lambda\cos\beta$.

b) Se trece la folosirea unui grup de formule (10), (11), (13), (14), (15), (16), (17).

b_1) Dacă se folosește un grup din primele cinci relații se vor calcula, în ordine, coeficienții (s, t sau u, v), sumele și diferențele de coordonate și apoi coordonatele X_p, Y_p.

b_2) Dacă se alege relația (16), se va calcula, în loc de coeficienți, numitorul K și apoi se va trece la rezolvarea expresiilor obținute, separat și cumulat, așa cum se procedează la intersecția înainte.

c) Se verifică exactitatea calculelor prin folosirea unui alt grup de formule, mai indicat, conținînd alt parametru.

d) Se trece la verificarea de ansamblu — cea cunoscută — folosind un al patrulea punct D.

7. Noul mod de calcul prezintă avantaje care conduc la micșorarea timpului de lucru prin înlăturarea unor calcule intermediare necesar a fi efectuate la procedeele cunoscute în producție și asigură o precizie sporită. În acest sens:

a) Nu se mai calculează unghiurile auxiliare (cazul procedeului trigonometric), ce se folosesc la calculul orientărilor pentru a putea transforma problema în intersecție înainte.

b) Nu se mai calculează orientările din coordonatele punctelor vechi și toate calculele se efectuează direct, pe baza elementelor cunoscute (anterior și din măsurători), prin relațiile stabilite, elegante și simple.

c) Precizia determinărilor este superioară întrucît în relațiile deduse se folosesc numai liniile trigonometrice sinus și cosinus, foarte avantajoase prin domeniul lor de variație.

Relațiile pot fi adoptate pentru calculul cumulat la mașini de calcul manuale, electrice sau electronice.

Primită la 4 martie 1975

Institutul politehnic, Iași,
Laboratorul de topografie și fotogrametrie

BIBLIOGRAFIE

1. Borș C., *Numere complexe.* Ed. Tehn., Buc., 1967.
2. Filimon R., Botez M. ș. a., *Topografie generală.* Ed. Tehn., Buc., 1958.
3. Kocin E., *Calculul vectorial și introducere în calculul tensorial* (trad. din l. rusă). Ed. Tehn., Buc., 1954.
4. Popa E., *L'utilisation des nombres complexes à la résolution des problèmes de topographie.* Bul. Inst. polit. Iași, XI (XV), *1—2* (1965).
5. Popa E., *Determinarea punctelor duble cu ajutorul calculului vectorial și numerelor complexe.* Bul. Inst. polit. Iași, XVIII (XXII), *3—4*, s. V (1972).

CALCUL DES POINTS DOUBLES À L'AIDE DU CALCUL VECTORIEL ET DES NOMBRES COMPLEXES

(Résumé)

On propose un procédé inédit de résolution du problème des récoupements en utilisant les opérations élémentaires connues en calcul vetcoriel et les formes de présentation des vecteurs.

Les expressions obtenues sont plus simples que celles qui utilisent directement les angles des directions calculées.

Les formules peuvent être adaptées au calcul à l'aide des machines de calcul.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXI (XXV), Fasc. 1—2, 1975
Secția V
CONSTRUCȚII. ARHITECTURĂ

C. Z. 691.5: 545.8

STUDIUL UNOR CIMENTURI ROMÂNEȘTI PRIN METODE FIZICO-CHIMICE DE ANALIZĂ *)

NOTA I
ANALIZA TERMODIFERENȚIALĂ ȘI TERMOGRAVIMETRICĂ

DE

ALINA VASILIU-GORINCIOIU, ELISABETA PĂUNEL și C. CĂRUNTU

1. Introducere

Lucrarea face parte dintr-un studiu mai amplu, inițiat ca urmare a necesității producției de a găsi metode rapide pentru stabilirea tipurilor de ciment livrate șantierelor de către fabrici în cazul cînd caracteristicile lor tehnice nu coincid cu cele din buletinul de expediție, precum și pentru a le determina rapid compoziția mineralogică și a deduce proprietățile lor fizico-mecanice (constanță de volum, rezistențe mecanice etc.).

Literatura de specialitate indică diferite metode aplicabile în acest domeniu, totuși folosirea lor în practica curentă, în cadrul unui laborator de șantier, întîmpină multe dificultăți. Printre metodele frecvent aplicate se pot cita: analiza chimică pe baza căreia se pot calcula componenții mineralogici și modulii [1]; determinarea pH-ului [2]; examenul la microscopul optic și cel electronic; rezonanța magnetică nucleară; metoda microsondei electronice; cromatografia în gaze. Aceste metode necesită utilaje și aparate foarte costisitoare, personal de înaltă calificare, sînt laborioase și durează mult.

Lucrarea de față reprezintă începutul unor studii, prin metode moderne și bine stăpînite, asupra cimenturilor de fabricație românească, avînd ca scop identificarea tipului de ciment, stabilirea condițiilor de depozitare, iar la cel hidratat verificarea stadiului de hidratare.

Se știe că cimentul este un sistem variabil și complex, constituit din granule diferite ca formă și compoziție, iar produșii de hidratare sînt numeroși și de multe ori slab definiți din punct de vedere structural, cu multiple posibilități de transformare ulterioară. Din aceste motive aplicarea numai a uneia din metodele enumerate mai sus nu conduce la rezultate satisfăcătoare. Aproape totdeauna este indicată combinarea a două sau mai multe tehnici experimentale.

În cele ce urmează se prezintă rezultatele obținute prin aplicarea analizei termodiferențiale (ATD) și a analizei termogravimetrice (TG) la cîteva

*) Prezentată la sesiunea științifică a Institutului politehnic din Iași, 2—4 iulie 1970.

cimenturi fabricate și utilizate curent la noi în țară ; partea a doua a studiului va cuprinde rezultatele obținute prin spectroscopia în infraroșu (IR) și prin difracția razelor X, asupra acelorași probe.

2. Date asupra cimenturilor cu care s-a lucrat și a modului de lucru

S-au efectuat determinări asupra unui număr de 10 probe de cimenturi silicatice românești, din tipurile cele mai utilizate pe șantiere (RIM, Pz, M, F, SMA și Hz) și din tranșe diferite, pentru a se stabili eventualele asemănări sau deosebiri existente între diagramele obținute, în funcție de compoziția chimico-mineralogică și de tranșă.

Cimenturile utilizate și caracteristicile lor fizico-mecanice, determinate prin metodele curente standard, sînt prezentate în tabelul 1.

Tabelul 1

Caracteristicile fizico-mecanice ale cimenturilor studiate

Nr. probei	Tipul de ciment	STAS	Adaos de zgură %	Caracteristici fizice			Rezist. mec. la 28 zile	
				Apa de amestec ml/100 g	Priza [min]			
					început	sfîrșit	R_c daN/cm²	R_{tr} daN/cm²
1	RIM 200 I[1])	6 486-68	—	25,6	100	195	482	33,4
2	M 400 I	1 202-67	20...30	23,6	160	240	446	32,4
3	F 350	3 700-68	30...50	26,0	170	280	372	31,8
4	Pz 400 I	1 500-67	6...15	23,3	150	240	492	35
5	M 400 II	1 202-67	20...30	24,6	165	310	420	32
6	Pz 400 II	1 500-67	6...15	23,0	160	255	483	36,3
7	RIM 200 II	6 486-68	—	26,0	45	180	481	33
8	SMA I	3 011-67	max. 15	23,3	150	225	410	37,5
9	SMA II	3 011-67	max. 15	24,6	135	240	413	36,5
10	Hz	5 911-69	max. 20	23,6	135	255	277[2])	25[2])

[1]) Probele din același tip, dar din tranșe diferite, s-au notat cu I și respectiv II (RIM 200 I și RIM 200 II).

[2]) Valorile s-au obținut la 7 zile de la confecționarea și păstrarea epruvetelor în regim standard.

Numerotarea probelor s-a efectuat în ordinea luării în lucru, imediat după primire, pentru a nu suferi alterări prin hidratarea lor în timp.

Din cimenturile luate în lucru s-a constituit cîte o probă medie care s-a mojarat fin pînă la trecerea integrală prin sita 009 (4 900 ochiuri/cm²) și s-a supus imediat analizei.

S-a lucrat cu un derivatograf sistem F. Paulik-J. Paulik-L. Erdely. Temperatura maximă de încălzire a probelor a fost de 1 000°C iar viteza de creștere a temperaturii a fost de 10°C/minut.

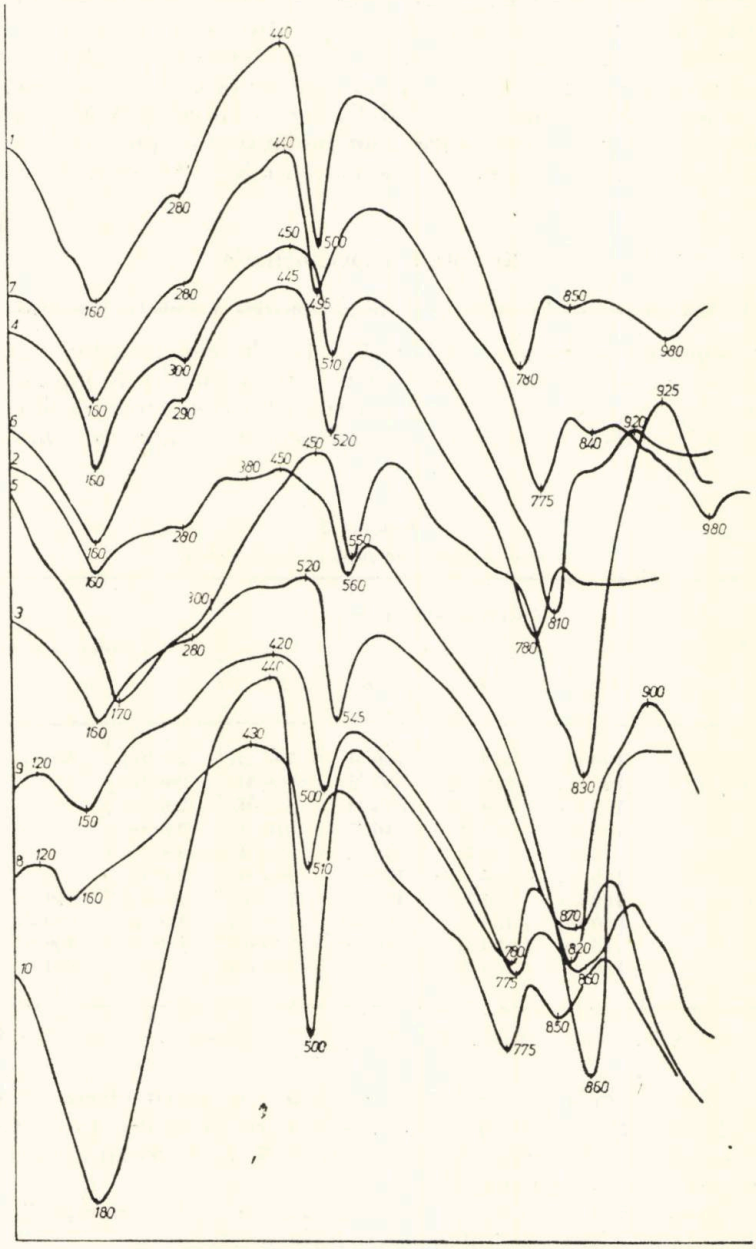


Fig. 1. — Curbele ATD ale probelor nehidratate.

În studiu s-au utilizat curbele termodiferențiale (ATD) care indică viteza proceselor endotermice sau exotermice în funcție de temperatură (T) și curbele termogravimetrice (TG) care reprezintă pierderile în greutate ale probelor analizate în funcție de temperatură.

În vederea stabilirii posibilităților de apreciere a gradului de hidratare a unui ciment pe baza acestor curbe, din probele *1*...*8* s-au confecționat paste de consistență normală (tabelul 1), care s-au păstrat în condiții standard timp de 28 zile, după care s-au mojarat fin (pînă la trecerea prin sita 009) și s-au supus analizei termodiferențiale și termogravimetrice.

3. Rezultate experimentale

3.1. Analiza termodiferențială și termogravimetrică a probelor nehidratate

Examinîndu-se curbele ATD (fig. 1) ale cimenturilor nehidratate, s-a constatat că ele diferă în mod sensibil de la un tip de ciment la altul, atît în ceea ce privește intensitatea, semnul cît și temperatura la care apare fiecare efect termic, ca urmare a diferenței de compoziție chimico-mineralogică (tabelul 2).

Tabelul 2

Efectele termice ale probelor nehidratate

Nr. probei	Tipul de ciment	Efectele principale				Efectele secundare		
		I	*II*	*III*	*IV*			
1	RIM 200 I	−160 mj	+440 M	−500 M	−780 mj	−280 fm	−850 fm	−980 fm
2	M 400 I	−160 mj	+450 mj	−560 M	−860 M	−280 fm	—	—
3	F 350	−160 mj	+520 mj	−545 M	−820 M	−280 fm	—	—
4	Pz 400 I	−160 mj	+450 M	−510 M	−810 M	−300 fm	—	—
5	M 400 II	−170 mj	+450 M	−550 M	−830 M	−300 fm	—	—
6	Pz 400 II	−160 mj	+445 M	−520 M	−780 M	−290 fm	—	—
7	RIM 200 II	−160 mj	+440 M	−495 M	−775 mj	−280 fm	−840 fm	−980 fm
8	SMA I	−160 mj	+430 M	−500 mj	−775 mj	+120 mj	−850 mj	—
9	SMA II	−150 mj	+420 M	−510 mj	−775 mj	+120 mj	−860 mj	—
10	Hz	−180 M	+440 M	−500 M	−780 mj	—	−870 mj	—

+ exotermic, − endotermic, M — mare, mj — mijlociu, m — mic, fm — foarte mic.

La toate probele s-a constatat existența a patru efecte termice bine definite (tabelul 2), notate *I*...*IV*, dintre care al doilea este exoterm iar celelalte endoterme. La unele probe (*1*, *2*, *4*, *6*, *7*, *8*, *9*) au apărut și efecte suplimentare de mică intensitate.

a) Primul efect important este endotermic și, la cimenturile studiate, apare între 150°...180°C, avînd o intensitate mijlocie.

b) Al doilea efect este exotermic, apare între 420°...520°C, în funcție de tipul cimentului și este mare sau mijlociu.

c) Al treilea efect este endotermic, situat între 495°... 560°C şi variabil ca intensitate după tipul cimentului.

d) Al patrulea efect este de asemenea endotermic, variabil ca intensitate după tipul de ciment şi se situează în intervalul de temperatură 775°... ...860°C.

Datele găsite în literatura consultată cu privire la efectele termice amintite mai sus, reprezentînd transformările componenţilor mineralogici care au loc la încălzirea unei probe de ciment anhidru, sînt sintetizate în tabelul 3.

Tabelul 3

Date din literatură referitoare la transformările unei probe de ciment supuse încălzirii pînă la 1 000°C

Nr. crt.	Transformarea	Temperatura °C	Observaţii	Referinţe bibliografice
1	$CaSO_4.2H_2O \rightarrow CaSO_4.0{,}5\ H_2O$	(−) 130°	Ghips adăugat ca regulator de priză	[3], [4] [3], [4]
2	$CaSO_4.0{,}5\ H_2O \rightarrow$ anhidrit III	(−) 170°	—	[3], [4]
3	anhidrit III → anhidrit II	(+) 300°...400°	—	[3], [4]
4	$Ca(OH)_2 \rightarrow CaO + H_2O$	(−) 480°	Eventual format din cauza umidităţii	[5]
5	C_3S β triclinic → C_3S triclinic	(−) 550°...700°	—	[6]
6	C_2S γ monolinic → C_2S β ortorombic	(−) 675°	—	[6]
7	$CaO_3 \rightarrow CaO + CO_2$	(−) 800°...900°	Eventual format din cauza alterării parţiale	[7]
8	C_3S triclinic → C_3S monoclinic	(−) 910° ± 10°	—	[4], [6]
9	C_3S monoclinic → C_3S rombic	(−) 970° + 10°	—	[6]
10	C_3A şi C_4AF	—	Nu am găsit date	—

Cercetările lui J. C. Cubaud, R. Murat şi Ch. Eyrand, referitoare la descompunerea carbonatului de calciu eventual existent în cimentul nehidratat, provenit din carbonatarea $Ca(OH)_2$ format prin hidroliza parţială a componenţilor mineralogici din ciment (mai ales silicaţi), în urma conservării necorespunzătoare şi a alterării parţiale, au pus în evidenţă următoarele aspecte: a) temperatura la care apare acest efect depinde de procentul de CaO existent în momentul reacţiei; b) variind proporţia de $CaCO_3$ şi CaO, temperatura de decarbonatare creşte cu raportul $(CaCO_3)/(CaCO_3 + CaO)$ [6]. Astfel, este posibilă aprecierea gradului de carbonatare a unui ciment măsurînd temperatura şi intensitatea picului endotermic obţinut.

Examinarea curbelor ATD (fig. 1 şi tabelul 2), permite să se tragă concluzia că diferenţierea tipurilor de ciment se poate face mai ales pe seama efectelor endotermice *III* şi *IV* care diferă vizibil de la un tip la altul,

aspectul curbelor pînă la apariția acestor efecte fiind aproape același la toate probele.

a) *La cimenturile de tip RIM* (probele *1* și *7*) din două tranșe diferite, fără alt adaos în afară de ghips, cu un conținut ridicat în C_3S și C_3A (minim 55% C_3S și minim 10% C_3A la RIM 200), cu finețea de măcinare avansată (suprafața specifică 3 000 ...4 000 cm^2/g și rest pe sita 009 mai mic de 10%), efectele termice principale apar la aceleași temperaturi și au aceeași intensitate (tabelul 4).

Tabelul 4

Efectele termice ale cimenturilor RIM 200 nehidratate

Nr. probei	Tipul de ciment	Efecte termice observate						
1	RIM 200 I	—160 mj	—280 fm	+440 M	—500 M	—780 mj	—850 fm	—980 fm
7	RIM 200 II	—160 mj	—280 fm	+440 M	—495 M	—775 mj	—840 fm	—980 fm

La aceste probe s-au mai observat trei efecte endotermice foarte mici la 280°C, 840°...850°C și respectiv 980°C. Acesta din urmă s-ar putea atribui unor transformări de tipul 8 și 9 (tabelul 3), legate de conținutul ridicat în C_3S al acestor cimenturi.

La cimenturile de tip Pz 400 (probele *4* și *6*), cu adaos de zgură de furnal bazică și granulată (6...15%), al doilea efect este deplasat ușor spre temperaturi mai ridicate (445°...450°C), decît la probele RIM 200. Al treilea efect apare la 510°...520°C, față de 495°...500°C, cum era la probele RIM 200 (tabelele 4 și 5).

Tabelul 5

Efectele termice observate la cimenturile Pz 400

Nr. probei	Tipul de ciment	Efectele observate				
		I		*II*	*III*	*IV*
4	Pz 400 I	— 160 M	— 300 fm	+ 450 M	— 510 M	— 810 M
6	Pz 400 II	— 160 M	— 290 fm	+ 445 M	— 520 M	— 780 M

Nu mai apar efectele termice de la 980°C, probabil din cauza scăderii procentului de C_3S din cimenturile Pz față de cele RIM.

b) *La cimenturile de tip M 400*, la care proporția de zgură de furnal bazică și granulată crește la 20...30% (probele *2* și *5*), efectele *I* și *II* se pun în evidență aproximativ la aceleași temperaturi ca și la probele anterioare, dar efectul *III* este în continuare deplasat spre valori mai ridicate de temperatură (550°...560°C față de 510°...520°C la probele *4* și *6*).

c) *La cimentul F350* (proba *3*), cu un procent de zgură de furnal bazică granulată de 30...50%, efectul *III* se observă, de asemenea la o temperatură relativ înaltă (545°C).

Zgura bazică de furnal numără printre componenții săi principali silicatul dicalcic C_2S. Pe măsura modificării compoziției chimico-mineralogice a cimenturilor studiate, în ordinea RIM (fără adaos), Pz, M, F, prin creșterea procentului de zgură, cel de al treilea efect endotermic se deplasează ușor spre valori ale temperaturii apropiate de transformările polimorfe ale silicatului dicalcic (tabelele 2 și 3).

Curbele ATD ale cimenturilor de tip SMA (probele *8* și *9* din tranșe diferite) se aseamănă între ele atît în ceea ce privește temperaturile cît și intensitățile efectelor observate. Se deosebesc de curbele celorlalte tipuri studiate prin apariția unui efect exoterm suplimentar la 120°C, prin deplasarea celui de al doilea efect principal la temperaturi mai mici (420°... ...430°C); efectul *III* endoterm este mijlociu; efectul *IV*, de asemenea mijlociu, este situat la temperaturi mai joase (775°C) față de celelalte probe; la 850°...860°C mai apare cîte un efect mijlociu.

Cimentul Hz (proba *10*), pentru betoane hidrotehnice masive, cu adaos de 20% zgură, este mai dificil de identificat numai pe baza curbei ATD, dată fiind asemănarea cu celelalte probe studiate.

Pe baza curbelor TG (fig. 2), s-au calculat pierderile de greutate, în procente, ale probelor nehidratate, separat pentru fiecare efect endotermic principal cît și pierderea de greutate totală, comparîndu-se cu valorile indicate de STAS pentru tipul de ciment respectiv (tabelul 6).

Tabelul 6

Pierderile în greutate ale probelor nehidratate

Nr. probei	Tipul de ciment	Pierderi în greutate				Conform STAS max. %
		I	*II*	*IV*	Total %	
1	RIM 200 I	0,85	0,45	1,90	3,20	2
2	M 400 I	0,90	0,20	3,10	4,20	5
3	F 350	0,50	0,25	2,05	2,80	5
4	Pz 400 I	0,60	0,20	1,60	2,40	5
5	M 400 II	0,80	0,20	2,80	3,80	5
6	Pz 400 II	1,00	0,25	1,90	3,15	5
7	RIM 200 II	1,00	0,30	2,00	3,30	2
8	SMA I	0,80	0,20	1,60	2,60	5
9	SMA II	0,40	0,15	0,80	1,35	5
10	Hz	2,05	0,68	1,05	3,78	2

La probele RIM 200 pierderile de greutate depășesc valorile maxime admise de STAS, fapt ce denotă un început de alterare a acestor cimenturi, a căror finețe de măcinare este mare și care sînt foarte sensibile la umiditate, avînd o durată de păstrare limitată (maximum două luni de la fabricare).

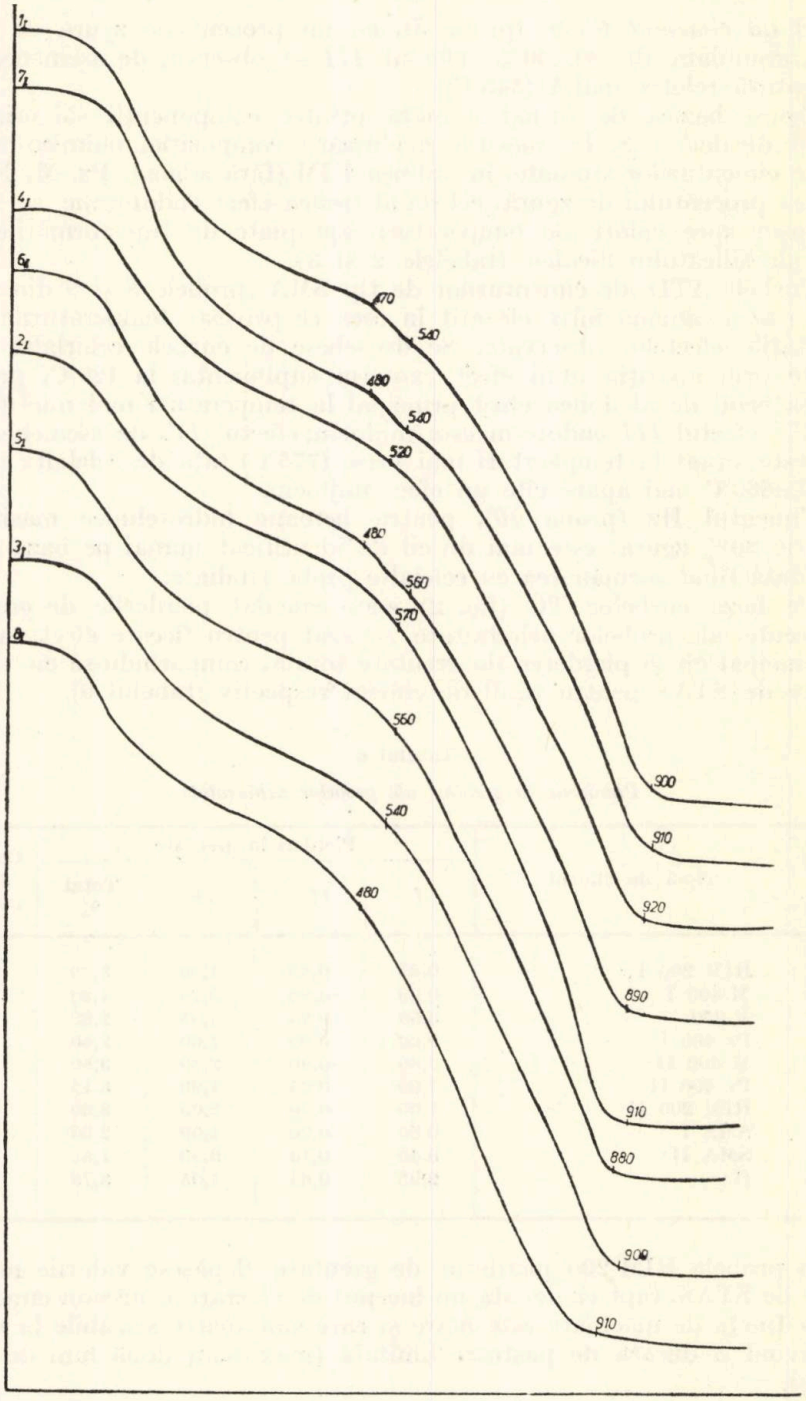


Fig. 2. — Curbele TG ale probelor nehidratate.

3.2. Analiza termodiferențială și termogravimetrică la probele de cimenturi hidratate timp de 28 zile

Din examinarea curbelor ATD ale probelor obținute din pasta de consistență normală, după 28 de zile de hidratare în condiții normale (fig. 3), rezultă că ele diferă sensibil de cele ale acelorași cimenturi însă nehidratate, atît prin intensitatea efectelor termice cît și prin temperatura la care apar aceste efecte. Este posibil deci de a aprecia stadiul de hidratare și starea de conservare a unui ciment prin interpretarea calitativă și cantitativă a curbelor ATD ale probelor hidratate și nehidratate.

Probele hidratate, notate de la *1 I* la *8 I*, prezintă termograme asemănătoare, indiferent de tipul de ciment, deci este mai dificil de a identifica cimenturile numai prin interpretarea curbelor ATD.

Tabelul 7

Efectele endotermice ale probelor de ciment hidratate timp de 28 zile

Nr. probei	Tipul de ciment	Efecte endotermice				
		principale				suplimentare
		I	*II*	*III*	*IV*	
1 I	RIM 200 I	— 160 fM	— 520 mj	— 710 fm	— 840 M	—
2 I	M 400 I	— 160 M	—	— 720 fm	— 850 M	— 620 fm
3 I	F 350	— 150 M	— 510 m	— 700 fm	— 830 mj	—
4 I	Pz 400 I	— 170 fM	— 490 m	— 720 fm	— 840 M	— 650 fm
5 I	M 400 II	— 160 M	— 530 m	— 710 fm	— 840 M	— 630 fm
6 I	Pz 400 II	— 160 fM	— 520 mj	— 710 fm	— 830 M	—
7 I	RIM 200 II	— 140 fM	— 520 mj	— 720 fm	— 840 M	—
8 I	SMA I	— 180 fM	— 530 mj	— 710 fm	— 860 M	— 630 fm

M — mare, fM — foarte mare, mj — mijlociu, m — mic, fm — foarte mic, + exotermic, — endotermic.

După cum rezultă din fig. 3 și din tabelul 7, probele hidratate analizate prezintă patru efecte endotermice principale și anume:

a) Primul efect endotermic, situat între 140°...180°C se atribuie deshidratării parțiale a gelurilor de tip tobermoritic (C_xSH_n) rezultate din hidratarea silicaților; efectul se întinde pe un interval larg de temperatură și în timp, fapt datorat structurii de gel a tobermoriților [4], [7]. Intensitatea efectului este foarte mare la probele *1 I*, *7 I* de cimenturi RIM bogate în C_3S; efectul este mai redus la cimenturile de tip M și F, care sînt mai sărace în C_3S decît cimenturile RIM.

b) Al doilea efect endotermic, situat între 490°...530°C, se atribuie deshidratării hidroxidului de calciu rezultat din hidroliza componenților C_3S și C_2S; este mai pronunțat la probele *1 I* și *7 I*, care sînt cimenturi de tip RIM cu conținut ridicat de C_3S (55...60%). Modulul de intensitate

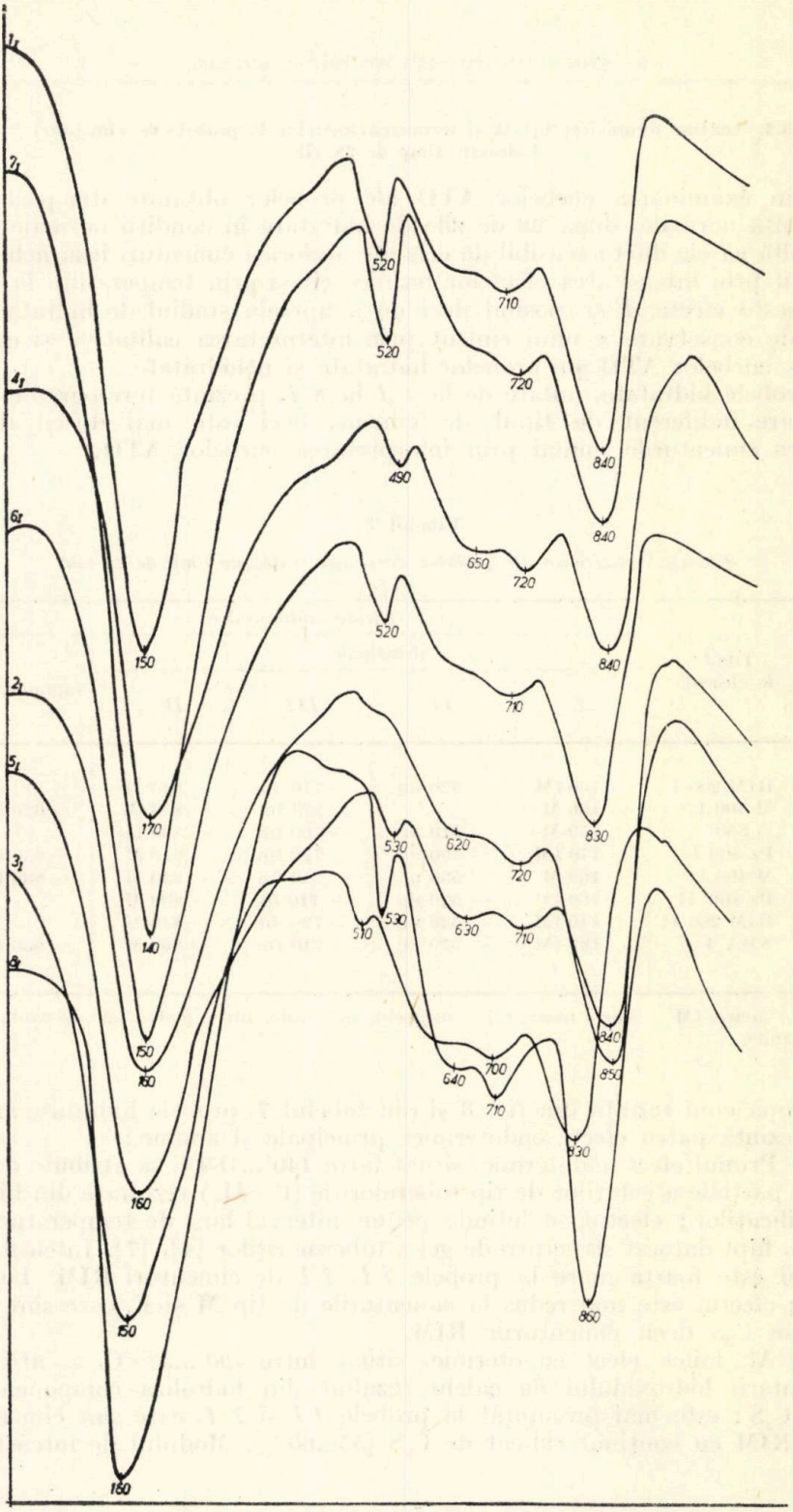


Fig. 8. — Curbele ATD ale probelor hidratate.

C_3S/C_2S este mai mare la aceste cimenturi și anume are valoarea 4,49 (sînt cimenturi de tip alitic); la cimentul Pz 400 modulul de intensitate este de numai 1,15 iar la cimentul M 400 este 0,20 [1], [9].

c) Al treilea efect endotermic, situat între 700°...720°C, este de intensitate foarte mică și s-ar putea atribui pierderii integrale a apei din gelurile tobermoritice C_xSH_n, fapt confirmat și de panta descendentă lină a curbei [7].

d) Al patrulea efect, situat între 830°...860°C, este de intensitate mijlocie și mare. Majoritatea cercetărilor confirmă că este vorba de decarbonatarea $CaCO_3$ rezultat prin acțiunea CO_2 asupra $Ca(OH)_2$ format prin hidroliza componenților mineralogici ai cimentului [6], [7]. Intensitatea picului datorat descompunerii $CaCO_3$ crește sensibil în raport cu probele nehidratate (fig. 1 și 3) și este mai mare la cimenturile bogate în silicați, C_3S și C_2S (RIM, Pz, SMA — tabelul 7).

C. Avram și colaboratorii [7] constată că între 790°...840°C mai poate avea loc și decarbonatarea produșilor de hidratare ai C_3A și C_4AF (aluminați și feriți de calciu), produși cristalini de tipul $C_3A.3\,CaCO_3.nH_2O$.

La unele probe (*2 I*, *4 I*, *5 I* și *8 I*) apar și efecte suplimentare, de intensitate foarte mică, între 620°...650°C.

Pe baza curbelor TG (fig. 4) s-au calculat pierderile de greutate la încălzire ale probelor hidratate și s-au comparat cu cele ale probelor nehidratate (tabelul 8).

Tabelul 8

Pierderile de greutate la încălzire ale probelor nehidratate și hidratate

Nr. probei	Tipul de ciment	Pierderi de greutate totale [%]	
		nehidratat	hidratat
1 I	RIM 200 I	3,20	22,1
2 I	M 400 I	4,20	21,30
3 I	F 350	2,80	20,54
4 I	Pz 400 I	2,40	20,50
5 I	M 400 II	3,80	20,52
6 I	Pz 400 II	3,15	21,77
7 I	RIM 200 II	3,30	21,93
8 I	SMA I	2,60	20,18

Probele hidratate au pierderi de greutate la încălzire de circa zece ori mai mari decît aceleași cimenturi nehidratate. Cimenturile RIM 200 prezintă cele mai mari pierderi de greutate (22,1% și 21,93%) căci acestea leagă mai multă apă în procesul hidratării datorită compoziției mineralogice (bogată în C_3S și C_3A, componenți care se hidratează cu o cantitate mai mare de apă), precum și a fineții de măcinare avansate, factori care determină rezistențele inițiale mari.

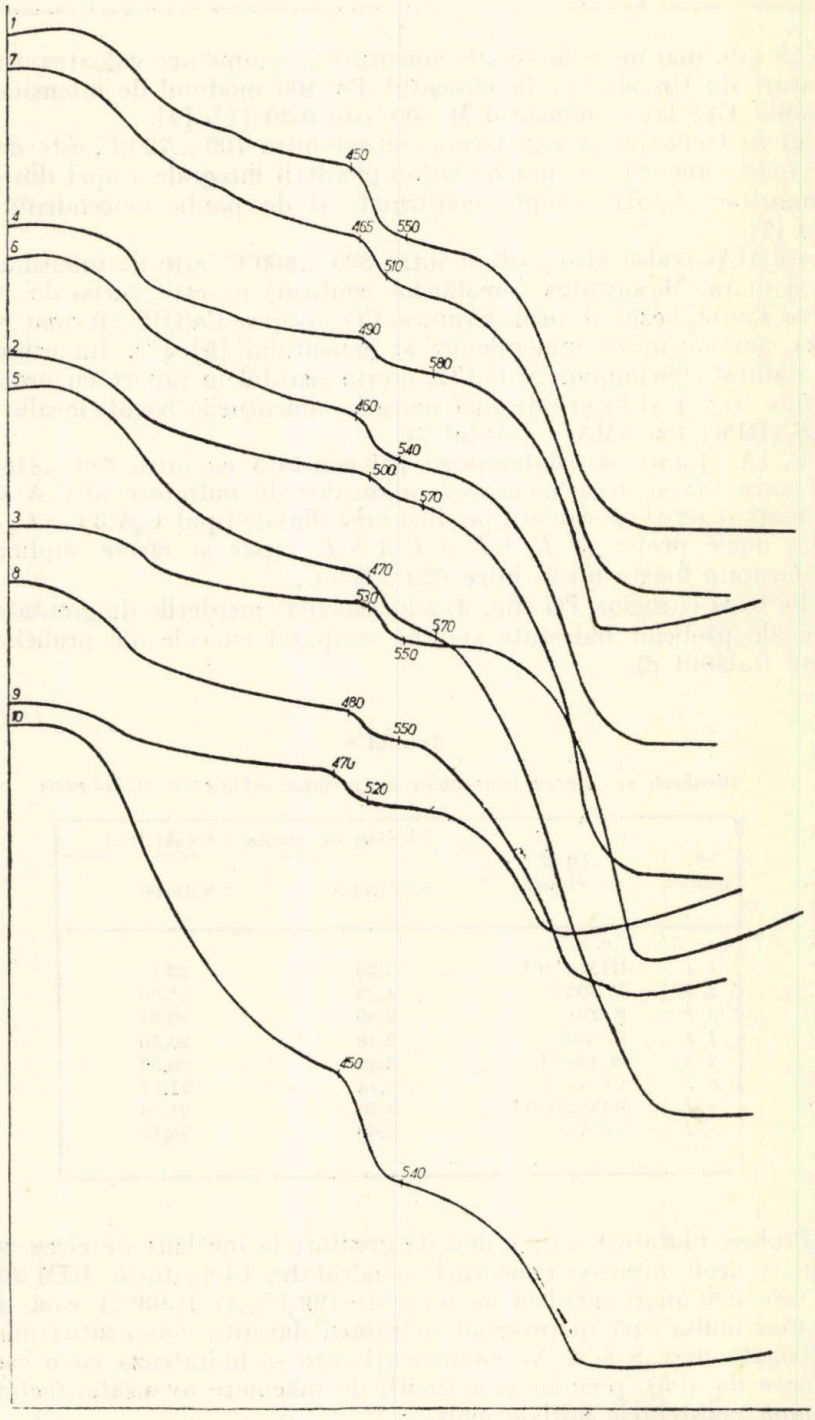


Fig. 4. — Curbele TG ale probelor hidratate.

De asemenea și cimentul F 350 (proba *3 I*), a cărui finețe de măcinare este ceva mai mare, prezintă pierderi de greutate relativ mari (20,54%).

Prin interpretarea calitativă și cantitativă a curbelor ATD și TG ale probelor hidratate din diferite tipuri de ciment, se pot deduce gradul de hidratare (eventual alterare) a unui ciment, gradul de carbonatare, temperaturile de deshidratare și decarbonatare precum și formele sub care se află apa în piatra de ciment (legată fizic, apă din geluri, apă legată chimic, apă de cristalizare etc.).

4. Concluzii

1. Metodele de analiză termodiferențială și termogravimetrică pot servi la identificarea tipului de ciment, căci în funcție de compoziția sa chimico-mineralogică, fiecare tip de ciment are cîte o curbă ATD și respectiv TG caracteristice.

2. Prin interpretarea curbelor ATG, ATD și TG se pun în evidență o serie de proprietăți ale cimenturilor cu importanță pentru producție.

3. Limitele de variație ale curbelor ATD, pentru același tip de ciment, se pot stabili numai în urma studierii unui mare număr de probe de ciment de același tip, dar din tranșe diferite.

4. Se pot obține informații și asupra altor proprietăți deosebit de importante cum ar fi: rezistențele mecanice, constanțele de volum etc. Metodele utilizate în prezent în aceste scopuri necesită un timp destul de lung (24 de ore pentru constanța de volum; 1, 3, 7, 28 de zile pentru rezistențele mecanice), pe cînd o înregistrare ATD durează circa două ore.

5. Rezultatele cele mai exacte se pot obține prin aplicarea simultană a mai multor metode (ATD, roentgenografie, spectroscopie în IR), datele completîndu-se reciproc.

6. Prin extinderea acestui studiu se urmărește stabilirea limitelor de variație ale curbelor ATD pentru fiecare tip de ciment fabricat la noi în țară, care se consideră că vor fi utile laboratoarelor de specialitate.

Primită la 4 martie 1975

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de geotehnică, fundații
și căi de comunicații

BIBLIOGRAFIE

1. Bordea A., Vasiliu A. ș. a., *Studiu comparativ între compoziția chimico-mineralogică modulară și caracteristicile fizico-mecanice și chimice ale unor cimenturi de fabricație românească.* Bul. Inst. polit. Iași, XVIII (XXII), *3—4*, s. V. 92—101 (1972).
2. Kupzog E., *Der pH - Wert von hydratisierten Calciumaluminaten und Tonerdezement.* Tonindustrie Zeitung und Keramische Rundschau, *4* (1966).
3. Piece R., Bull. Suisse de Minéral et Pétrogr., **41**, *2*, 303—310 (1961).
4. Green K. T., *Chemistry of Cement.* Proc. of the Fourth. Intern. Symp., Washington, 1960, 1, 359—85.
5. Yannaquis N., Regourd M., Mazières Ch., Guinier A., Bull. Soc. Fr. Minéral., 85, 271 (1962).

6. Cubaud J. C., Murat M., Eyrand Ch., *Évolution thermique des pâtes de ciment portland CPAC entre 25° et 1 000°C; analyse thermique différentielle et analyse dilatométrique.* Rev. des Mat. de Constr., *609*, 239–248 (1966).
7. Avram C., Voina N., Mîrşu V., *Comportement à la revibration des composants minéralogiques des ciments portland.* Rev. des Mat. de Constr., *666*, 51–59 (1971).
8. Miyabe H., Roy D. M., J. Amer. Ceram. Soc., **47**, 7, 318–319 (1964).
9. Solacolu S., *Chimia fizică a silicaţilor tehnici.* Ed. Tehn., Buc., 1968, 441–513.
10. Duriez M., Arrambide J., *Nouveau Traité des Matériaux de Construction.* T. I, *Granulates, Ciments, Betons.* Dunod, Paris, 1961.
11. Sersale R., Aiello R., *Sur la nature des produits d'hydratation présents dans les pâtes de ciments portland de haut fournau et „puzzolanique" immergées durant cinq ans en eau potable.* Rev. des Mat. de Constr., *621*, 337–342 (1966).
12. Regourd M., *Les transformations polymorphiques du silicate tricalcique.* Rev. des Mat. de Constr., *620*, 167–170 (1967).
13. Ramachandran V. S., Feldman R. F., Sereda P. J., *Application of Differential Thermal Analysis in Ciment Research.* Res. Paper n. 249, N.R.C., Division of Building Research, Ottawa, 1965.
14. Mackenzie R. C., *Differential Thermal Analysis. The Chemistry of Cements.* Ed. H.F.W Taylor, London, 1964, 283.

STUDIUM EINIGER RUMÄNISCHER ZEMENTE DURCH PHYSISCHE UND CHEMISCHE ANALYSEN

I. Thermodiferentielle und thermogravimetrische Analyse

(Zusammenfassung)

Es wurden sechs rumänische Zemente untersucht, die üblich auf Baustellen verwendet werden, zwecks Identifikationsmöglichkeit, auf Grund der thermodiferentiellen und der thermogravimetrischen Kurven. Dafür wurden sowohl die hydratierten als auch die unhydratierten Proben fein gemahlen und der thermodiferentiellen und thermogravimetrischen Analyse unterworfen.

Die Kurven der thermodiferentiellen und thermogravimetrischen Analysen wurden untersucht, und man konnte feststellen, daß diese sehr von einem Zement zum anderen abweichen, in Abhängigkeit von der chemischen und mineralogischen Zusammensetzung als auch vom Hydratierungsstadium.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXI (XXV), Fasc. 1—2, 1975
Secția V
CONSTRUCȚII. ARHITECTURĂ

C. Z. 628.54

UNELE ASPECTE PRIVIND POLUAREA APELOR DIN MUNICIPIUL IAȘI*)

DE

M. DIMA, DIONISIE SIMIONESCU și LILLIE VASILIU

1. Introducere

Una dintre cele mai dezbătute probleme ale omenirii este astăzi, fără îndoială, protecția mediului înconjurător, întrucît în conjunctura creării de condiții ridicate de viață pentru om, în mediul ambiant, se ridică atîtea probleme încît s-a mers pînă la a se analiza argumentele pro și contra dezvoltării în același ritm a industriei și așezărilor omenești, ceea ce ar putea avea ca urmare, în următoarele decenii, distrugerea practic a mediului ambiant pe zone și regiuni întinse din cauza poluării excesive a apelor, aerului și solului, ajungîndu-se astfel la condiții de viață total improprii omului [4].

Omenirea este conștientă de creația ei, dar și de pericolele care o pîndesc în înaintarea spre civilizație.

România, componentă a lumii contemporane, aflîndu-se într-un adevărat marș pe calea dezvoltării sale economice și spirituale, are o participare activă în toate organismele și acțiunile internaționale, asociindu-se eforturilor sale la măsurile comune de protejare a naturii și creare a condițiilor optime de viață pe întreaga planetă.

Ca urmare a dezvoltării economico-sociale și creșterii populației în municipiul Iași, sporesc și sursele de impurificare, ceea ce determină evacuarea zilnică a circa 200 000 m^3 ape reziduale în apele de suprafață și subterane.

În această lucrare se analizează cauzele impurificării rîului Bahlui, principalul curs de apă al municipiului Iași și măsurile care se impun pentru menținerea calității sale sanitare în vederea unor folosințe complexe absolut necesare municipiului.

2. Sursele de impurificare ale apelor de suprafață din municipiul Iași

Creșterea populației, urbanizarea și industrializarea permanentă a municipiului, constituie principalele cauze ale poluării mediului înconjurător și în special ale apelor de suprafață sau subterane. Din multitudinea aspectelor privind poluarea apelor de suprafață care străbat municipiul Iași, ne vom limita numai la acelea care aduc un aport principal la degra-

---

[1]) **Prezentată la sesiunea științifică jubiliară a facultății de hidrotehnică, Iași, decembrie 1978.**

darea calității acestor ape și anume : evacuările directe, poluări provocate de apele pluviale, evacuări de substanțe organice și toxice prin rețeaua de canalizare.

2.1. Poluarea provocată de evacuările directe ale apelor reziduale

Consecințele nocive ale descărcărilor directe (fără epurare) ale apelor uzate pe timp uscat, în cursurile naturale, sînt extrem de costisitoare [1], [3], [5]. Cu toate că municipiul Iași este bine organizat în ceea ce privește rețeaua de canalizare, totuși unele cartiere (Păcurari — parțial, Nicolina și Bucium — total) nu sînt canalizate. Acest aspect, deocamdată parțial justificat, determină evacuarea directă în emisar a apelor uzate menajere și a apelor reziduale ale unor unități din zonă. De exemplu, Întreprinderea de Antibiotice evacuează zilnic un debit de 700 m^3 provenit din rețeaua apelor convențional curate, dar care în realitate, datorită unor defecțiuni în exploatarea instalațiilor de răcire a utilajelor, constituie o puternică sursă de impurificare a rîului Bahlui prin deversarea de substanțe organice (1 900 mg/l), amoniac (375 mg/l), hidrogen sulfurat (4,1 mg/l) etc. O situație asemănătoare prezintă evacuările directe de la Autobaza T. A. nr. 2, stația Autoservice și Baza de Aprovizionare—desfacere nr. 1 a Ministerului Transporturilor și Telecomunicațiilor în a căror ape predomină uleiuri și substanțe grase care formează o peliculă pe întreaga suprafață a rîului Bahlui. Această „etanșare" a suprafeței apei creează, pe lîngă aspectul dezagreabil al rîului, o barieră ce nu permite împrospătarea cu oxigen a apei, ceea ce favorizează apariția proceselor de fermentare anaerobă a substanțelor organice existente și distrugerea oricărei forme de viață acvatică din rîu.

2.2. Poluarea provocată de apele pluviale

Se știe că municipiul Iași este canalizat în sistemul unitar, adică prin aceeași rețea de canale sînt evacuate în comun apele uzate și apele provenite din precipitații. De asemenea, este cunoscut faptul că sistemele de canale și colectoare nu sînt calculate pentru a primi totalitatea apelor uzate și a apelor de ploaie deoarece construcția sistemelor de canalizare și a stațiilor de epurare cu dimensiuni apropiate ar depăși cu mult limitele practice și economice [1], [3]. Din acest motiv s-au prevăzut pe colectorii magistrali de pe malul stîng și drept al rîului Bahlui un număr suficient de mare de camere deversoare care sînt dimensionate astfel încît în perioadele ploioase să evacueze direct în rîul Bahlui, la atingerea unui anumit grad de diluție, o cantitate limitată de ape uzate. Prin analizele de laborator s-a constatat că în realitate aceste deversoare constituie o sursă de poluare a Bahluiului deoarece permit evacuarea directă a unor ape încărcate cu murdării ce depășesc cu mult limita admisibilă. Cauzele acestei situații nefavorabile rîului sînt : depășirea capacității de transport a colectoarelor ca urmare a creșterii debitelor de apă uzată menajeră și industrială, lipsa unei exploatări corespunzătoare a rețelei și deversorilor unde s-au constatat depuneri de suspensii din apele canalizate, micșorînd secțiunea capabilă de transport, ceea ce a permis deversarea apelor uzate chiar și în perioadele lipsite de precipitații etc.

O altă sursă de poluare o constituie lipsa unui sistem de canalizare în cartierul Păcurari, care evacuează apele pluviale în pîrîul Rediu — afluent al Bahluiului, în cartierul Nicolina, cu evacuare în pîrîul Nicolina și chiar din incinta unor unități industriale a căror suprafețe încărcate cu substanțe toxice și organice sînt spălate de apele din ploi și apoi evacuate direct în emisari.

Cu toate că volumul total al apelor uzate care sînt descărcate anual, după amestecarea lor cu apele pluviale, este redus, descărcările intermitente pot duce la o poluare practic continuă cînd apele sînt evacuate în cursurile de apă lente, atribut specific apelor de suprafață din municipiul Iași [2].

2.3. Poluarea cauzată de evacuările organizate prin rețeaua de canalizare a municipiului

Sistemul de canalizare al orașului Iași, alcătuit din canale (102 km), colectoare principale (45 km) și colectoare magistrale (14 km), evacuează un debit de 2 050 l/s provenit din zonele orașului dezvoltate pe ambele maluri ale rîului Bahlui.

Zona de pe malul stîng cuprinde majoritatea construcțiilor de locuit și foarte puține unități industriale. Aici se găsesc principalele edificii culturale, sociale și administrative ale municipiului. Apele, cu un pronunțat caracter fecaloid-menajer, sînt colectate spre colectorul magistral mal stîng Bahlui și evacuate în prezent în pîrîul Ciric la confluența cu rîul Bahlui (urmează ca într-un viitor apropiat să fie dată în exploatare stația de epurare a municipiului).

Zona de pe malul drept cuprinde pe lîngă o zonă de construcții și o mare platformă industrială unde își desfășoară activitatea numeroase fabrici și combinate de importanță republicană. Colectorul magistral mal drept Bahlui interceptează apele uzate cu un pronunțat caracter industrial pe care le evacuează în rîul Bahlui în aval de oraș, în dreptul podului Sf. Ioan.

Pentru a aprecia gradul de poluare al rîului Bahlui de aceste unități industriale, care sînt mari consumatoare de apă și deci surse principale de impurificare, s-au limitat observațiile la cîteva industrii din ramura chimică și alimentară, ale căror ape contribuie esențial la modificarea caracteristicilor fizice, chimice și biologice ale apelor de suprafață din municipiul Iași.

Întreprinderea de antibiotice, care dispune de un sistem de canalizare și stație de preepurare încă de la punerea în funcțiune, constituie sursa cea mai puternică de poluare a rîului Bahlui. Dacă se ia în considerare că de la această unitate pînă la ieșirea din oraș, rîul Bahlui străbate municipiul pe o lungime de 7 km, se poate aprecia cît de dăunătoare sînt aceste evacuări pentru populația orașului, în special în perioadele călduroase, datorită gazelor de fermentare ce se degajă în atmosferă. Stația de preepurare este subdimensionată atît cantitativ cît și calitativ, la aceste ape adăugîndu-se și cele cu vărsare directă în Bahlui, puternic încărcate cu substanțe organice și toxice datorită defecțiunilor instalațiilor tehnologice.

Industria cărnii, prin abatorul vechi, participă cu o pondere însemnată la poluarea rîului Bahlui prin evacuarea directă a apelor uzate în a căror compoziție predomină substanțele organice, grăsimile animale și suspensiile.

Separatorul de grăsimi de care dispune este total necorespunzător și lipsit de eficacitate de epurare.

Industria laptelui, datorită neglijenței în exploatarea stației de preepurare — bine dimensionată — evacuează ape acide cu mari încărcări organice.

În ceea ce privește uzinele mari consumatoare de ape — Uzina metalurgică, Combinatul de fibre sintetice, Întreprinderea de prelucrare a maselor plastice — ridică probleme de ordin cantitativ, fiind necesară orientarea acestora spre reducerea debitelor evacuate, prin refolosirea apelor în circuitul rețelelor de recirculare.

3. Dinamica impurificării rîului Bahlui

Pentru a urmări creșterea gradului de poluare a rîului Bahlui precum și pentru a stabili aportul municipiului Iași la această creștere, în perioada anilor 1970—1972, s-a studiat rîul Bahlui în trei secțiuni: Podul Iloaie, Bahlui amonte oraș Iași și Bahlui aval oraș Iași. În acest scop s-au folosit indicatorii de impurificare precizați în STAS E 4 706-66, grupați astfel: a) indicatorii regimului de oxigen (O_2, CBO_5, CCO Mn); b) indicatorii de mineralizare (reziduu fix, cloruri, sulfați); c) indicatorii toxici și speciali (fenoli, reziduurile petroliere-uleioase, detergenți etc.).

Tabelul 1

Variația indicatorilor de calitate ai rîului Bahlui în secțiunea de control Podul Iloaiei în perioada anilor 1971—1972

Nr. crt.	Data prelevării probelor	Indicatori de oxigen			Indicatori de mineralizare		Indicatori toxici și speciali		Obs.
		O_2	CBO_5	CCO Mn	reziduu fix	SO_4^{2-}	Fenoli	reziduu petrol	
1.	29 VI 1971	6,7	6,1	21,0	898	290	—	—	Indicatorii
2.	30 VIII 1971	7,6	3,7	10,0	1 200	461	—	—	analizați
3.	14 IX 1971	8,5	—	16,0	1 420	806	—	—	sînt exprimați în
4.	X 1971	10,8	7,8	9,1	1 100	298	—	—	mg/l
5.	XI 1971	6,0	—	9,0	1 180	480	—	—	
	Valoarea medie	7,1	6,9	15,4	1 233	528	—	—	
	Categoria de calitate	I	III	III	D	D	—	—	
1.	22 I 1972	13,2	10,2	11,2	1 410	461	—	—	
2.	3 II 1972	12,6	9,2	11,8	1 540	629	—	—	
3.	16 III 72	10,8	6,1	6,8	890	366	—	—	
4.	20 IV 1972	10,0	6,7	6,4	946	326	—	—	
5.	3 V 1972	8,0	—	7,6	805	274	—	—	
6.	28 VI 1972	7,1	7,6	9,8	1 130	360	—	—	
7.	20 VII 1972	7,2	4,4	13,0	810	274	—	—	
8.	26 VIII 1972	7,6	5,1	20,0	1 566	462	—	—	
9.	14 IX 1972	7,2	4,2	18,0	710	114	—	—	
10.	18 X 1972	8,7	4,5	17,6	1 200	446	—	—	
11.	22 XI 1972	13,6	12,7	10,4	1 020	330	—	—	
12.	11 XII 1972	13,0	6,1	9,6	1 170	442	—	—	
	Valoarea medie	7,6	8,7	15,2	1 336	467	—	—	
	Categoria de calitate	I	III	III	D	D			

La stabilirea categoriei de calitate în secțiunea respectivă de control s-au luat în calcul media a aproximativ 50% din determinări, cele mai defavorabile la debite sub debitul mediu multianual, evitînd perioadele de viituri și poluări accidentale.

Situația se prezintă astfel:

La postul hidrometric Podul Iloaie (tabelul 1 și fig. 1) rîul Bahlui se încadrează din punct de vedere al indicatorilor de oxigen în limitele categoriei a III-a. Se apreciază creșterea valorilor indicatorilor de oxigen cauzată de deversările din orașul Hîrlău (centrul de vinificație, spitalul etc.) și a evacuărilor organizate și neorganizate din orașul Tg. Frumos. Din punct

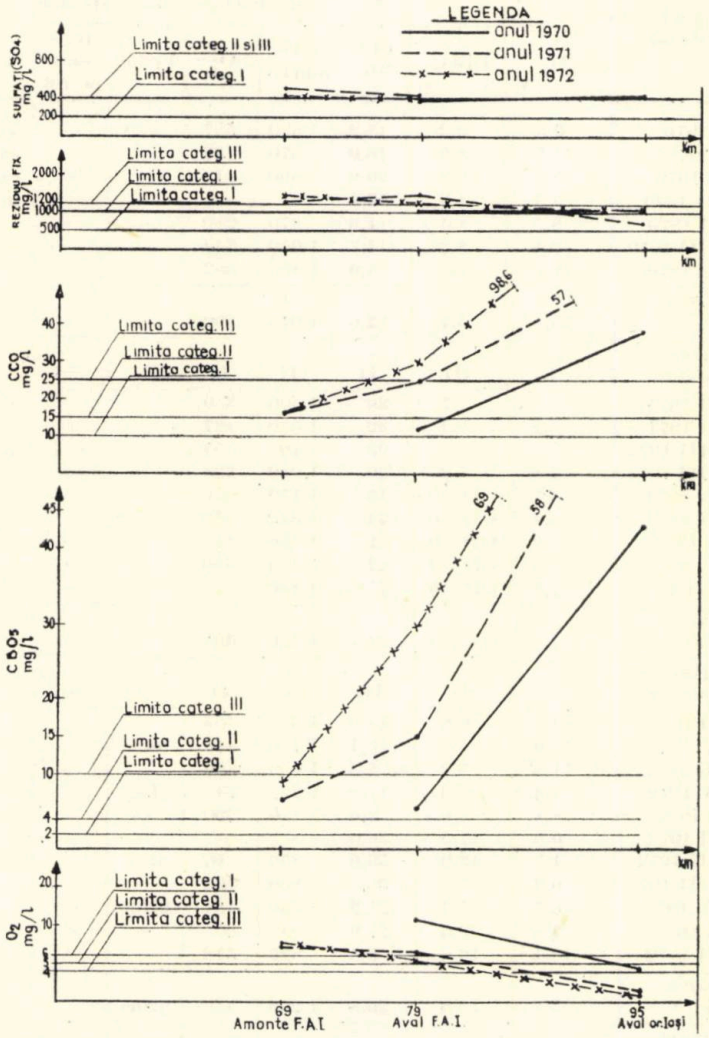


Fig. 1. — Variația principalilor indicatori de calitate pe rîul Bahlui, în perioada 1970—1972.

de vedere al mineralizării, rîul iese în afara categoriilor de calitate, fiind degradat. Conţinutul crescut în substanţe solvite se datorează atît poluării naturale a rîului cît şi prelevării probelor la debite mici.

Tabelul 2

Variaţia indicatorilor de calitate ai rîului Bahlui în secţiunea de control amonte Iaşi (respectiv aval FAI) în perioada anilor 1970–1972

Nr. crt.	Data prelevării probelor	Indicatori de oxigen			Indicatori de mineralizare		Indicatori toxici şi speciali		Obs.
		O_2	CBO_5	CCO Mn	rezi-duu fix	SO_4^{2-}	Fenoli	rezi-duu petrol	
1.	28 I 1970	9,5	2,2	11,2	1 380	557	—	—	Toţi indicatorii sînt exprimaţi în mg/l
2.	5 II 1970	11,7	3,9	16,0	970	182	abs.	—	
3.	6 III 1970	10,0	9,3	20,0	890	418	abs.	—	
4.	30 III 1970	9,5	4,0	13,0	—	—	—	—	
5.	17 VI 1970	8,4	8,4	11,6	870	280	—	—	
6.	19 VIII 1970	12,6	8,2	11,4	1 060	344	—	—	
7.	3 XII 1970	12,6	7,4	8,6	1 490	587	—	—	
	Valoarea medie	10,7	5,7	12,0	1 075	390	—	—	
	Categoria de calitate	I	III	II	III	II	I		
1.	23 VI 1971	—	7,7	26	1 400	350	—	—	Fenolii nu s-au determinat
2.	30 VI 1971	5,2	9,4	32	1 030	427	—	—	
3.	12 VIII 1971	—	—	93	1 194	355	—	—	
4.	26 VIII 1971	7,8	7,2	20	1 080	398	—	—	
5.	15 IX 1971	5,7	OD=0	16	1 170	456	—	—	
6.	29 IX 1971	5,1	OD=0	24	1 312	379	—	—	
7.	22 X 1971	4,9	OD=0	22	1 400	418	—	—	
8.	30 XI 1971	9,3	OD=0	22,4	1 460	390	—	—	
9.	25 XII 1971	5,1	OD=0	27,0	1 180	—	—	—	
	Valoarea medie	6,4	OD=0	24,1	1 420	434	—	—	
	Categoria de calitate	I	D	III	D	D	—	—	
1.	31 I 1972	14,0	6,6	14,0	1 380	485	—	—	
2.	29 II 1972	11,0	4,0	13,1	1 180	480	abs.	—	
3.	30 III 1972	11,5	5,2	5,4	1 050	390	—	—	
4.	25 IV 1972	9,6	8,3	11,2	1 220	345	abs.	—	
5.	31 V 1972	8,8	4,6	8,0	1 150	390	—	—	
6.	29 VI 1972	0,9	17,5	36,0	—	—	—	—	
7.	29 VII 1972	1,7	42,0	53,0	850	67	abs.	—	
8.	30 VIII 1972	6,3	5,7	26,7	860	402	—	—	
9.	30 IX 1972	6,7	5,7	21,9	1 240	482	urme	—	
10.	18 X 1972	7,8	2,5	27,0	942	365	—	—	
11.	1 XII 1972	13,1	12,6	9,1	876	318	—	—	
	Valoarea medie	5,3	15,4	29,8	1 203	440	urme		
	Categoria de calitate	II	D	D	D	D	I		

În tabelul 2 și fig. 1 sînt evidențiate datele stabilite prin analizele de laborator la postul hidrometric de control Bahlui amonte oraș Iași, de unde se constată că din punct de vedere al indicatorilor de oxigen, rîul s-a încadrat în anul 1970 în categoria a III-a, iar în anii 1971—1972 rîul Bahlui se prezintă degradat. Acest aspect își are explicația prin faptul că postul respectiv a fost ulterior inclus în raza orașului Iași ca urmare a extinderii municipiului, în acest punct deversînd direct apele de la Întreprinderea de Antibiotice și unitățile industriale din apropiere. Aceeași observație este valabilă și la indicatorii de mineralizare.

În secțiunea de control aval oraș Iași (tabelul 3 și fig. 1) rîul Bahlui se menține degradat din punct de vedere al indicatorilor de oxigen, însă valorile înregistrează creșteri mari. Indicatorii de mineralizare și toxici încadrează rîul Bahlui în limitele categoriei a III-a. La cele arătate se poate adăuga că apele rîului prezintă un miros specific de putrefacție, o culoare închisă, fiind lipsit de transparență.

Tabelul 3

Variația indicatorilor de calitate ai rîului Bahlui în secțiunea de control aval Iași în perioada anilor 1970—1972

Nr. crt.	Data prelevării probelor	Indicatori de oxigen			Indicatori de mineralizare		Indicatori toxici și speciali		Obs.
		O_2	CBO_5	CCO Mn	Rezi-duu fix	SO_4^{2-}	Fenoli	Rezi-duu petrol	
1.	28 I 1970	6,6	46	44	1 300	478	0,060	—	Indicatorii
2.	5 II 1970	6,7	28	21	1 040	320	—	—	sînt exprimați în
3.	6 III 1970	9,0	23	24	870	350	abs.	—	mg/l
4.	30 III 1970	3,1	82	80	—	—	abs.	—	
5.	17 VI 1970	2,4	38	38	850	264	—	—	
6.	19 VIII 1970	2,3	24	17	705	295	abs.	—	
7.	3 XII 1970	5,7	42	27	1 500	656	abs.	—	
	Valoarea medie	4,5	43	38	1 080	402	0,01		
	Categoria de calitate	III	D	D	III	D	II		
1.	23 VI 1971	0,9	38	74	610	—	0,065	—	
2.	26 VII 1971	2,7	78	40	800	—	—	—	
	Valoarea medie	1,8	58	57	705	—	0,065	—	
	Categoria de calitate	D	D	D	II	—	III		
1.	29 II 1972	3,6	18,0	96	1 100	—	—	—	
2.	16 III 1972	9,7	20,0	64	1 170	—	abs.	—	
3.	4 IV 1972	1,3	82,0	64	1 010	—	0,020	—	
4.	20 VI 1972	2,2	104,0	136	838	—	0,025	—	
5.	18 VII 1972	0,7	22,0	56	—	—	0,030	1 154	
	Valoarea medie	1,4	69,0	98,6	1 094	—	0,025	—	
	Categoria de calitate	D	D	D	III	—	III	—	

4. Concluzii

Gradul de impurificare al rîului Bahlui este în continuă creștere atît cantitativ dar mai ales calitativ, ca urmare a deversărilor intensive de ape uzate și lipsei debitului necesar de diluție care să asigure salubrizarea.

Rîul Bahlui, cu toată tendința modernă a stăpînirii lui prin lucrările de amenajare din amonte, rămîne în majoritate încă tributar regimului natural de scurgere, fapt care-și pune amprenta pe mărimea debitelor vehiculate și posibil a fi utilizate pentru diluarea apelor uzate descărcate, debite cu regim foarte variabil și în majoritatea cazurilor de dimensiuni insuficiente.

Dezvoltarea intensivă a industriei municipiului Iași generează printre altele și producerea unor cantități foarte mari și nocive de ape uzate cu foarte multe necunoscute din punct de vedere calitativ, într-un ritm care se menține permanent la o cotă ridicată și în continuă creștere. La aceasta se adaugă și acțiunea de poluare a apelor evacuate neorganizat din lipsa unui sistem de canalizare în anumite cartiere ale municipiului.

Se impune cunoașterea detaliată a sistemului de canalizare de către factorii interesați, precum și a apelor colectate în sistem, pentru a interveni operativ în acțiunea de combatere a poluării din municipiul Iași. Se consideră util să se acționeze, în continuare, cu eforturi sporite, în direcția epurării acestor ape la nivel de unitate industrială și de municipiu.

Pentru a putea corela și stăpîni în orice moment vehicularea apelor uzate din rețeaua de canalizare a municipiului (debite și încărcări) în continuă creștere, se va urmări continuarea studiului și în viitor, extins cu măsurători de debite.

Primită la 17 ianuarie 1975

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de beton armat și construcții hidrotehnice

BIBLIOGRAFIE

1. Blitz Em., *Canalizări.* EDP, Buc., 1969.
2. Okun D. A., *Noi direcții privind controlul poluării apelor.* Comun. la seminarul național „Poluarea apei și aerului", Buc., 1971.
3. Dima M., *Canalizări.* Lito, Iași, 1971.
4. * * * *Documentele Congresului internațional privind protecția mediului.* Stockholm, 1972.
5. Negulescu M., *Unele probleme privind prevenirea și combaterea poluării apelor.* Tratarea apelor și alimentări cu apă, *7/8* (1971).
6. Dima M. ș. a., *Influența apelor reziduale provenite de la Complexul de creșterea și îngrășarea porcilor Tomești asupra calității apelor rîurilor Bahlui, Jijia și Prut.* Bul. Inst. polit. Iași, XXI (XXV), *1—4*, s. VI (1975).

EINIGE MERKMALE DER WASSERVERSCHMUTZUNG DER STADT JASSY

(Zusammenfassung)

Die Folgeerscheinung der ökonomischen und sozialen Entwicklung sowie des Bevölkerungswachstums der Stadt Jassy ist das Anwachsen immer größerer und giftigerer verbrauchter Wasser. Diese weisen qualitativ sehr viele Unbekannte auf, ihre Wachstumsrate ist stets sehr hoch und weist eine Tendenz zu weiterer Steigerung auf.

1976 JUN 2 2

40822

1503/5

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI

Tomul XXI (XXV)

Fasc. 3—4

SECŢIA V CONSTRUCŢII ARHITECTURĂ

1975

ORSZÁGOS MŰSZAKI ÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI

Tomul XXI (XXV)

Fasc. 3—4

SECŢIA V CONSTRUCŢII ARHITECTURĂ

1975

COLEGIUL DE REDACȚIE

Prof. em. dr. doc. GH. ALEXA, prof. em. ing. D. ATANASIU, prof. ing. C. CALISTRU
prof. ing. T. GOLGOȚIU, prof. dr. doc. D. MANGERON (secretar),
conf. ing. A. MARCHIȘ, prof. dr. doc. D. RUSU,
acad. prof. dr. doc. CRISTOFOR SIMIONESCU (președinte)

COMITETUL DE REDACȚIE AL SECȚIEI

V. CONSTRUCȚII ARHITECTURĂ

Prof. dr. ing. C. CIOBANU
Prof. dr. ing. VL. BOGHIAN
Prof. dr. ing. ADR. RADU

REDACȚIA

Prof. dr. doc. D. MANGERON (redactor responsabil)
Prof. dr. ing. HUGO ROSMAN (secretar)

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Tomul XXI (XXV), Fasc. 3—4 1975

Secţia V

CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

SUMAR

Pag.

N. UNGUREANU, T. SILION şi D. GORBĂNESCU, Grinzi pereţi rezemate pe suport deformabil (rom., rez. engl.) 7

AL. EFTIMIE şi V. ZAVATI, Despre luarea în consideraţie a influenţei anizotropiei unor terenuri de fundaţie asupra distribuţiei tensiunilor (rom., rez. franc.) 15

D. PRECUPANU, C. D. IONESCU şi R. MÜHLBÄCHER, Grinzi metalice pretensionate în mai multe trepte (rom., rez. franc.) 19

N. VLAD şi C. D. IONESCU, Fenomenul de interacţiune structură—teren de fundaţie ; determinări experimentale (engl., rez. rom.) 25

P. LÖRINCZ şi P. COSMULESCU, Asupra flambajului prin încovoiere la bare metalice cu limita de curgere micşorată local (rom., rez. rusă) 27

M. PATRAŞ, O nouă relaţie de calcul la apariţia fisurilor normale în elementele precomprimate solicitate la încovoiere (franc., rez. rom.) 37

V. ZAVATI şi O. MANOLE, Contribuţii la calculul hidraulic al podeţelor tubulare (rom., rez. franc.) 49

B. WEINSTEIN, GH. GUGIUMAN, D. POPOVICI şi I. HÎRHUI, Marcaje orizontale la drumuri (I) (rom., rez. franc.) 53

C. BRANIŞTE şi FL. CHIRIAC, Betoane aparente colorate (rom., rez. franc.) 59

A. VASILIU-GORINCIOIU, EL. PĂUNEL, N. BOŢI şi FL. VASILESCU, Studiul unor argile din judeţul Iaşi în vederea folosirii lor ca materie primă pentru ceramică brută în construcţii (I) (rom., rez. franc.) . . . 67

I. BURLACU, Comportarea cimenturilor cu făină de calcar compact, de la Stînca-Ştefăneşti, jud. Botoşani, în alcătuirea mortarelor (rom., rez. franc.) 75

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Tom XXI (XXV), Fasc. 3—4 1975

Section V

CONSTRUCTIONS. ARCHITECTURE

CONTENTS

	Pp.
N. UNGUREANU, T. SILION and D. GORBĂNESCU, Wall—Beams on Deformable Support (Romanian, English summary)	7
AL. EFTIMIE et V. ZAVATI, L'importance de l'influence de l'anisotropie de certains terains de fondation sur la distribution des tensions (Romanian, French summary)	15
D. PRECUPANU, C. D. IONESCU et R. MÜHLBÄCHER, Poutres métalliques prétensionées successivement (Romanian, French summary) . . .	19
N. VLAD and C. D. IONESCU, The Phenomenon of Structure — Foundation Soil Interaction ; Experimental Determinations (English, Romanian summary)	25
P. LÖRINCZ and P. COSMULESCU, On Buckling by Bending of Metallic Beams with Local Reduced Yield Points (Romanian, Russian summary)	27
M. PATRAŞ, Une relation inédite de calcul lors de l'apparition des fissures normales dans les éléments précontraints sous l'action de la flexion (French, Romanian summary)	37
V. ZAVATI et O. MANOLE, Contributions au calcul hydraulique des ponceaux tubulaires (Romanian, French summary)	49
B. WEINSTEIN, GH. GUGIUMAN, D. POPOVICI et I. HÎRHUI, Marquages horizontaux pour les routes (I) (Romanian, French summary) . . .	53
C. BRANIŞTE et FL. CHIRIAC, Bétons apparents colorés (Romanian, French summary)	59
A. VASILIU-GORINCIOIU, EL. PĂUNEL, N. BOŢI et FL. VASILESCU, Étude de quelques argiles du département de Jassy, en vue de leur utilisation comme matière première pour céramique brute en constructions (I) (Romanian, French summary)	67
I. BURLACU, Le comportement des ciments, avec du farine de calcaire compact de Stînca—Ştefăneşti, district Botoşani, dans la réalisation des mortiers (Romanian, French summary)	75

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Том XXI (XXV), Вып. 3—4 1975

Секция V

СТРОИТЕЛЬСТВО. АРХИТЕКТУРА

СОДЕРЖАНИЕ

Стр.

Н. УНГУРЯНУ, Т. СИЛИОН и Д. ГОРБЭНЕСКУ, Балки—стенки на деформируемой среде (рум., рез. англ.) 7

АЛ. ЕФТИМИЕ и В. ЗАВАТИ, Об учете анизотропного влияния некоторых грунтовых оснований на распределение напряжений (рум., рез. франц) 15

Д. ПРЕКУПАНУ, К. Д. ИОНЕСКУ и Р. МЮЛБЕХЕР, Предварительно напряженные металлических балок в этапах (рум., рез. франц.) 19

Н. ВЛАД и К. Д. ИОНЕСКУ, Совместная работа сооружение фундамент—грунт; экспериментальные исследования (англ., рез. рум.) 25

П. ЛИОРИНЦ и П. КОСМУЛЕСКУ, О деформация при изгибе металлического стержня при уменьшении пределов текучести (рум., рез. русск.) 27

М. ПАТРАШ, Новые отношение по образование нормальных трещин для предварительно напряженых элементов подвери (франц., рез. рум.) 37

В. ЗАВАТИ и О. МАНОЛЕ, Вклады по гидравлическому расчету трубчатых мостов (рум., рез. франц.) 49

Б. ВЕИНШТЕЙН, Г. ГУДЖУМАН, Д. ПОПОВИЧ и И. ХЫРХУЙ, Дорожные горизонтальные разметки (I) (рум., рез. франц) . . . 53

К. БРАНИШТЕ и ФЛ. КИРИАК, Наружные цветные бетоны (рум., рез. франц.) 59

А. ВАСИЛИУ-ГОРИНЧОЙУ, Э. ПЭУНЕЛ, Н. БОЦИ и Ф. ВАСИЛЕСКУ, Исследование некоторых глин из Ясского уезда в целях употребления как основного матерьяла для керамики в конструкциях (I) (рум., рез. франц.) 67

И. БУРЛАКУ, Поведение цемента с плотным известняковым порошком от Стынка—Штефэнешти, область Ботошани, в изготовлении растворов (рум., рез. франц.) 75

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXI (XXV), Fasc. 3—4, 1975
Secția V
CONSTRUCȚII. ARHITECTURĂ

C. Z. 624.04; 624.1

GRINZI PEREȚI REZEMATE PE SUPORT DEFORMABIL

DE

N. UNGUREANU, TUDOR SILION și D. GORBĂNESCU

1. Introducere

În interacțiune cu mediul de rezemare grinzile pe suport deformabil se pot comporta ca elemente rigide sau flexibile.

În cele ce urmează se analizează grinzile pereți și grinzile de lungime medie, rezemate pe un suport elastic sau pe un alt element intermediar flexibil, situat între grinda perete și mediul de rezemare. Suportul elastic se asimilează, după caz, cu un semiplan sau semispațiu liniar elastic, omogen și izotrop sau anizotrop.

Primul pas în soluționarea unei astfel de probleme îl constituie determinarea presiunilor de contact dintre grinda perete și suportul de rezemare. Se vor analiza elementele cu $L/H > 1{,}5$ (L și H fiind lungimea și înălțimea grinzii perete), a căror deformabilitate poate influența mărimea presiunilor de contact. Determinarea presiunilor de contact este, în general, dificilă, îndeosebi cînd se pleacă de la ecuațiile teoriei elasticității; folosirea pentru elementele analizate a ecuației diferențiale a axei deformate a barelor încovoiate, luînd în considerare și efectul forței tăietoare, conduce la rezultate acceptabile din punct de vedere al erorilor introduse.

Următoarele ipoteze sînt folosite pentru a obține o soluție a problemei:

a) Se consideră că grinda are un plan de simetrie care coincide cu cel al forțelor aplicate; forțele sînt verticale și secțiunea constantă sau variabilă.

b) Se admite că legătura dintre grindă și suportul de rezemare este bilaterală, ceea ce înseamnă că după deformare contactul grindă — suport se menține pe toată lungimea;

c) Pentru o soluție practică condițiile de continuitate se impun într-un număr limitat de puncte.

2. Principiul soluției

Se consideră ecuația diferențială care descrie deformata grinzii

$$\frac{\mathrm{d}^2y}{\mathrm{d}x^2} = \frac{M_z(x)}{EI_z} + \frac{\mathrm{d}}{\mathrm{d}x}\left[\frac{k_T\,T(x)}{GA}\right], \tag{1}$$

sau în cazul secțiunii constante

$$(2) \qquad \frac{d^2v}{dx^2} = \frac{M_z(x)}{EI_z} + \frac{k_T}{GA} \cdot \frac{dT}{dx} = \frac{M_z(x)}{EI_z} + \frac{k_T}{GA} p(x).$$

Funcțiile $M_z(x)$, $T(x)$ și respectiv $p(x)$ conțin forțele active cunoscute de pe grindă și forțele necunoscute din legături (reacțiunile suportului de rezemare). Dacă se folosește o soluție cu trecerea de la continuu la discret, atunci, pentru o exprimare simplă a condițiilor de contact, numărul necunoscutelor care descriu suprafața presiunilor dintre grindă și suport se ia egal cu numărul deplasărilor de pe grindă.

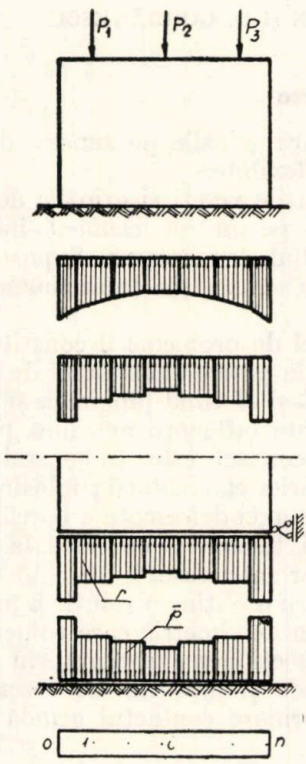


Fig. 1

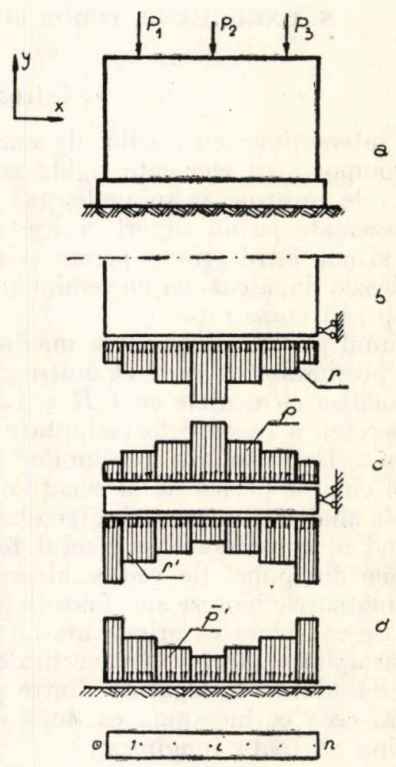


Fig. 2

Deplasările suportului de rezemare sînt produse de presiunile de contact.

Pentru a putea determina aceste deplasări, în raport cu un număr limitat de valori ale presiunilor de pe suprafața de rezemare, apare necesitatea considerării unei legi de distribuție locală pentru presiunile de contact. Distribuția reală a presiunilor sub grinda perete se poate aproxima cu o distribuție formată din segmente de dreaptă (fig. 1 *b*) sau cu o distribuție în trepte (fig. 1 *c*).

O soluție a problemei se poate obține plecînd de la ecuația diferențială (1) folosind diferențele finite; se consideră distribuția de presiuni $r(x)$ aproximată prin segmente de dreaptă, astfel încît funcția $r(x)$ este continuă dar nu și derivatele sale. Pe lungimea grinzii se efectuează o diviziune cu pas constant λ și se transcrie ecuația (1) în diferențe finite

$$(3) \qquad v_{i-1} - 2v_i + v_{i+1} = -\frac{\lambda^2}{EI_i} M_i + \frac{(k_T T/GA)_{i-1} + (k_T T/GA)_{i+1}}{2},$$

$$(i = 1,\ 2,\ldots,\ n).$$

S-a luat în considerare faptul că secțiunea grinzii perete poate fi variabilă. La ecuațiile cu diferențe se adaugă cele două ecuații de echilibru. În acest sistem de $n + 1$ ecuații intervin drept necunoscute săgețile grinzii perete și presiunile de contact (prin exprimarea eforturilor M și T) în cele $n + 1$ puncte de diviziune, în care se includ și capetele grinzii. În continuare se scriu condițiile de contact în toate punctele de diviziune:

deplasarea verticală a grinzii perete = deplasarea verticală a suportului de rezemare.

Deplasările suportului de rezemare în dreptul punctelor de diviziune se exprimă în funcție de presiuni. Ecuațiile obținute se adaugă la ecuațiile cu diferențe finite și de echilibru, care împreună conduc la soluția problemei propuse.

3. Grinda perete de secțiune constantă

Fără a diminua excesiv generalitatea problemei, se consideră, în continuare, cazul cînd grinda perete este de secțiune constantă, iar presiunile de contact se aproximează cu o distribuție în trepte.

Ecuațiile cu diferențe finite și de echilibru se pot scrie sub forma:

$$(4) \qquad [A]\ \{v\} = [Q]\ \{r\} + \{F^0\},$$

în care $[A]$ este matricea coeficienților obținuți prin transcrierea membrului întîi din ecuația (2) în diferențe finite, la care s-au adăugat două linii cu elemente nule corespunzătoare pentru ecuațiile de echilibru:

$$[A] = \frac{EI}{\lambda^4} \begin{vmatrix} -1 & -2 & 1 & 0 & 0 & \ldots & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -2 & 1 & 0 & \ldots & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & -2 & 1 & \ldots & 0 & 0 & 0 \\ \ldots & \ldots & \ldots & \ldots & \ldots & \ldots & \ldots & \ldots & \ldots \\ \ldots & \ldots & \ldots & \ldots & \ldots & \ldots & \ldots & \ldots & \ldots \\ 0 & 0 & \ldots & \ldots & \ldots & \ldots & 1 & -2 & 1 \\ 0 & 0 & \ldots & \ldots & \ldots & \ldots & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \ldots & \ldots & \ldots & \ldots & 0 & 0 & 0 \end{vmatrix};$$

matricea $[Q]$ rezultă scriind momentele încovoietore ale reacţiunilor suportului de rezemare, în secţiunile 1, 2,..., n şi din proiecţia acestor reacţiuni pe verticală (ultima linie):

$$[Q] = \begin{bmatrix} \frac{3}{8} & \frac{1}{8}+\xi & 0 & 0 & 0 \\ \frac{7}{8} & 1 & \frac{1}{8}+\xi & 0 & 0 \\ \frac{11}{8} & 2 & 1 & \frac{1}{8}+\xi & 0 \\ \cdots\cdots & \cdots\cdot & \cdots\cdots & \cdot\cdot & \cdots\cdot \\ \frac{3}{8}+\frac{n-2}{2} & n-3 & n-4\ldots & 1 & \frac{1}{8}+\xi \\ \frac{3}{8}+\frac{n-1}{2} & n-2 & n-3\ldots & 1 & \frac{1}{8} \\ \frac{1}{8} & 1 & 1 \quad \ldots 1 & & \frac{1}{2} \end{bmatrix},$$

unde $\xi = k_T EI/GA$; $\{v\}^T = \{v_0\, v_1\, v_2 \ldots v_n\}$ — vectorul deplasărilor grinzii perete; $\{r\}^T = \{r_0\ r_1\ r_2 \ldots r_n\}$ — intensităţile presiunilor de contact (aici reacţiuni) din variaţia în trepte care aproximează distribuţie reală de tensiuni; $\{F^0\}^T = \{M_1^0 + \xi q_1\ M_2^0 + \xi q_2 \ldots M_{n-1}^0 + \xi q_{n-1} - \frac{1}{\lambda^2} M_n^0 - \frac{1}{\lambda}\sum P\}$ — un vector care reprezintă efectul forţelor active de pe grinda perete, M_i^0, $(i = 1, 2, \ldots, n)$ fiind momentele forţelor active, $\sum P$ suma acestor forţe iar q_i, $(i = 1, 2, \ldots, n)$ — intensităţile forţelor active, distribuite în punctele de diviziune.

Condiţiile de contact în cele $n + 1$ puncte sînt:

$$v_i = w_i\,, \qquad (i = 1,\ 2,\ 3,\ldots,\ n), \tag{5}$$

în care w_1 sînt deplasările de pe suportul de rezemare. Aceste deplasări se pot exprima în funcţie de presiunile de contact $\bar{p}_i$,

$$\bar{p}_i = -\,r_i, \qquad (i = 0,\ 1,\ 2,\ldots,\ n), \tag{6}$$

sub forma

$$\{w\} = [\beta]\,\{\bar{p}\} = -\,[\beta]\,\{r\}, \tag{7}$$

$[\beta]$ fiind o matrice pătrată de dimensiune $(n + 1) \times (n + 1)$, care caracterizează flexibilitatea terenului.

Un element generic β_{ij} al matricei $[\beta]$ reprezintă deplasarea verticală în i, dată de o forță de intensitate $p_j = 1$, uniform distribuită pe subdomeniul aferent punctului j.

Ecuația matriceală (4), ținînd cont de (5) și (7), se poate scrie și sub forma :

$$-([A][\beta] + [Q])\{r\} = \{F^0\}, \tag{8}$$

a cărei soluție este

$$\{r\} = -([A][\beta] + [Q])^{-1}\{F^0\}. \tag{9}$$

Dispunînd de presiunile pe teren, cu (7) se determină deplasările după care eforturile în grinda perete se pot calcula cu ajutorul metodelor teoriei elasticității.

4. Grinda perete rezemată pe o grindă de fundație

Se consideră o grindă perete rezemată pe o grindă de fundație care la rîndul ei este așezată pe un semispațiu liniar deformabil, izotrop și omogen. Contactul dintre grinda perete și grinda de fundație și dintre aceasta din urmă și semispațiu este bilateral, deplasările lor verticale considerîndu-se identice. Deplasările orizontale pe suprafețele în contact se presupun fără constrîngeri, ceea ce înseamnă că se neglijează efectul frecării. Condițiile de continuitate pe suprafețele de contact dintre elementele componente ale sistemului se vor impune într-un număr limitat de puncte, convenabil alese. Pentru a simplifica calculele, punctele de diviziune în care se scriu condițiile de continuitate se consideră în număr egal și situate pe aceeași verticală.

Repartițiile reale de presiuni de pe suprafețele de rezemare se înlocuiesc cu repartiții în trepte, numărul treptelor fiind egal cu cel al punctelor de diviziune, inclusiv capetele (fig. 2).

În continuare se scriu ecuațiile cu diferențe finite și ecuațiile de echilibru pentru grinda perete și respectiv pentru grinda de fundație, obținîndu-se următoarele ecuații matriceale :

$$[A]\{v\} = [Q]\{r\} + \{F^0\}, \tag{10}$$

$$[A']\{v'\} = [Q']\{r'\} + [Q'']\{\bar{p}\}. \tag{11}$$

Ecuațiile (10) și (11) sînt identice ca formă cu ecuația (4), $\{v\}$ și $\{v'\}$ fiind vectorii deplasărilor grinzii perete și respectiv grinzii de fundație, iar $\{r\} = -\{\bar{p}\}$ și $\{r'\} = -\{\bar{p}'\}$ — vectorii forțelor de interacțiune dintre cele două grinzi și respectiv dintre grinda de fundație și teren.

Se poate de asemenea scrie ecuația

$$\{w\} = [\beta]\{\bar{p}'\}, \tag{12}$$

analogă ecuației (7).

Continuitatea deplasărilor în punctele de diviziune se exprimă prin relațiile :

$$\{v\} = \{v'\} = \{w\}. \tag{13}$$

Interacţiunea reciprocă a elementelor componente ale sistemului conduce la relaţiile evidente :

$$\{r\} = -\{\bar{p}\}, \quad \{r'\} = -\{p'\}. \tag{14}$$

De asemenea sînt valabile următoarele relaţii :

$$[Q'] = [Q''], \quad [A] = \frac{EI}{\lambda^4}[\mathcal{A}], \quad [A'] = \frac{E'I'}{\lambda^4}[\mathcal{A}]. \tag{15}$$

Se menţionează faptul că matricele $[Q']$, $[Q'']$ diferă de matricea $[Q]$ numai prin diagonala care conţine pe ξ ; în particular dacă nu se consideră influenţa forţei tăietoare $\xi = 0$.

Soluţia problemei se determină cu ajutorul ecuaţiilor matriceale (10)... (12) şi ţinînd cont de realţiile (13) şi (14). Astfel, din ecuaţia (12) şi a doua din relaţiile (14) se obţine :

$$\{\bar{p}'\} = -\{r'\} = [\beta]^{-1}\{w\}. \tag{16}$$

Din (11), ţinînd seama de (13), (14) şi (16), se deduce vectorul

$$\{\bar{p}\} = -\{r\} = [Q']^{-1}([A'] + [Q'']\,[\beta]^{-1})\{w\}. \tag{17}$$

Dar datorită egalităţii $[Q'] = [Q'']$ şi deci $[Q']^{-1}[Q''] = [I]$, $[I]$ fiind matricea unitate, relaţia (17) se mai poate scrie :

$$\{\bar{p}\} = -\{r\} = ([Q']^{-1}[A'] + [\beta]^{-1})\{w\}. \tag{18}$$

Eliminînd pe $\{r\}$ din (10) şi (18) şi ţinînd seama de (13) rezultă :

$$([A] + [Q]\,[Q']^{-1}[A'] + [Q]\,[\beta]^{-1})\{w\} = \{F^0\}, \tag{19}$$

din care se deduc deplasările ;

$$\{w\} = (\,[A] + [Q]\,[Q']^{-1}[A'] + [Q]\,[\beta]^{-1})^{-1}\{F^0\}. \tag{20}$$

Odată determinat $\{w\}$, din ecuaţiile (16) şi (18) se determină presiunile de contact.

Dacă în locul grinzii perete se consideră o grindă cu $E = E'$, la care se poate neglija influenţa exercitată de forţa tăietoare asupra deplasărilor, atunci $[Q] = [Q']$ şi $[Q]\,[Q']^{-1} = [I]$, iar $[A] + [A'] = \frac{E(I + I')}{\lambda^4}[\mathcal{A}]$; soluţia (20) se poate scrie sub forma :

$$\{w\} = \left(\frac{E(I + I')}{\lambda^4}[\mathcal{A}] + [Q]\,[\beta]^{-1}\right)^{-1}\{F^0\}, \tag{21}$$

care este analogă cu cea obţinută în cazul grinzii rezemate pe un semispaţiu sau semiplan.

5. Exemplu numeric

S-a considerat o grindă perete de lungime $L = 4{,}2$ m, încărcată cu o sarcină concentrată acţionînd la mijlocul ei. Pentru înălţimea grinzii perete s-au adoptat două valori astfel ca raportul L/H să aibă valorile 1,5 şi 2. Modulul de elasticitate longitudinal al grinzii s-a considerat $E =$

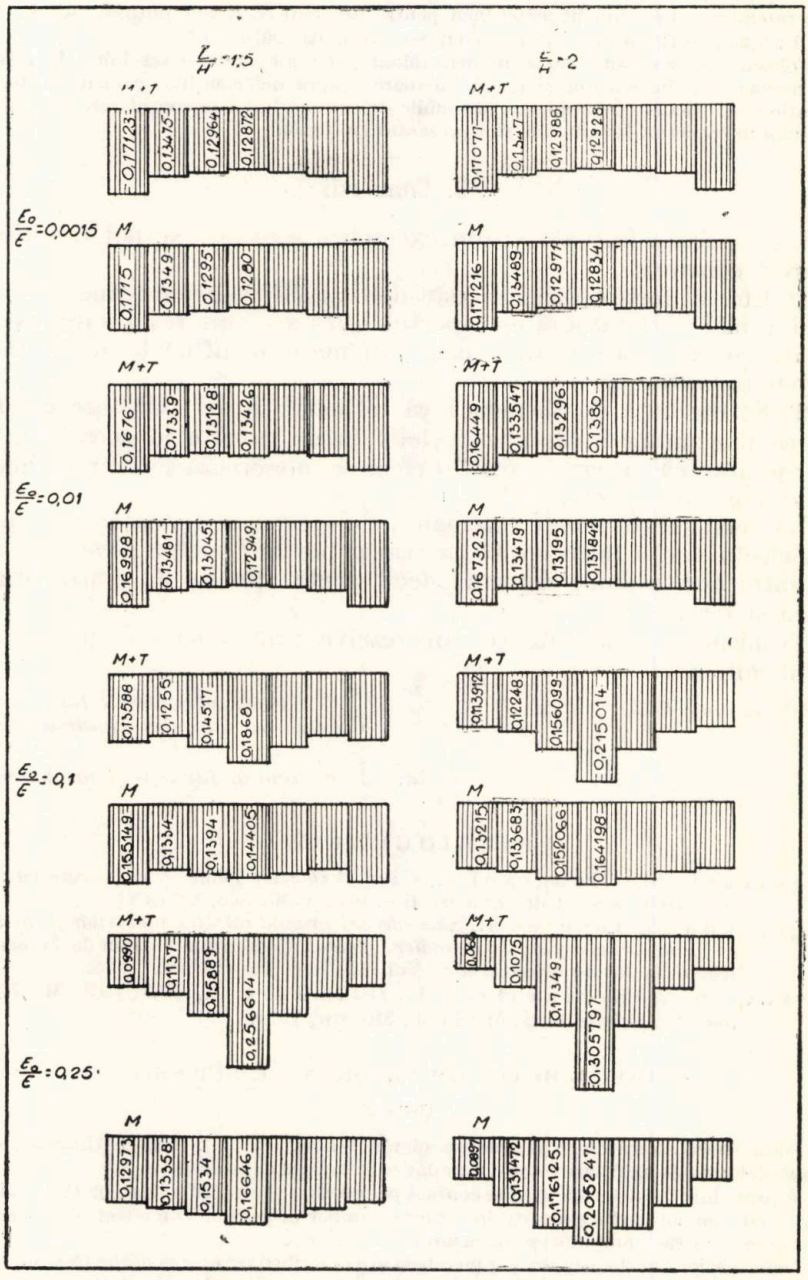

l/H = 1,5
l/H = 2
M+T
M
ε0/ε = 0,0015
ε0/ε = 0,01
ε0/ε = 0,1
ε0/ε = 0,25
0,17123
0,13475
0,12964
0,12872
0,11077
0,13467
0,12986
0,12928
0,1715
0,1349
0,1295
0,1280
0,11721
0,13469
0,12977
0,12834
0,1676
0,1339
0,13128
0,13426
0,16449
0,13354
0,13296
0,1380
0,16998
0,13481
0,13045
0,12949
0,16732
0,13479
0,13195
0,13184
0,13588
0,12555
0,14517
0,1868
0,11392
0,12248
0,15609
0,21501
0,15514
0,13354
0,13944
0,14405
0,13215
0,13368
0,15206
0,16419
0,0990
0,11137
0,15889
0,25661
0,1076
0,17349
0,30579
0,12973
0,13358
0,15346
0,16646
0,13479
0,17612
0,20624

Fig. 3

$= 200\,000$ daN/cm^2, iar cel de forfecare $G = 0{,}4\,E$. Pasul diviziunii pentru diferențe finite s-a ales $\lambda = L/7$, iar coeficientul de formă al secțiunii, $k_T = 1{,}2$. Modulul de deformație E_0 al suportului de rezemare s-a considerat astfel încît pentru raportul E_0/E s-au obținut valorile 0,0015 ; 0,01 ; 0,1 ; 0,25 ; coeficientul lui P o i s s o n s-a presupus egal cu 0,3.

Folosind calculul automat s-au determinat presiunile de contact luînd în considerare efectul momentului încovoietor și forței tăietoare asupra deformațiilor grinzii perete. Pentru comparație s-au calculat de asemenea presiunile de contact luînd în considerare numai efectul momentului încovoietor. Rezultatele sînt prezentate în fig. 3.

6. Concluzii

Din analiza efectuată și din exemplele cercetate se pot desprinde următoarele concluzii :

1° Efectul forței tăietoare este determinat în primul rînd de raportul E_0/E și în mai mică măsură de raportul L/H ; așa cum rezultă din exemplele cercetate cu cît raportul E_0/E este mai mare și influența forței tăietoare este mai importantă.

2° Se constată de asemenea că influența forței tăietoare conduce la creșterea presiunilor în dreptul forței față de cazul cînd această influență este neglijată ; ca urmare a acestui efect se micșorează momentele încovoietoare din grinda perete.

În cazul grinzii perete rezemate pe o grindă de fundație este de așteptat ca efectul forței tăietoare să fie mai important pentru presiunile de contact dintre aceste două elemente decît pentru presiunile dintre grinda de fundare și teren.

Problemele prezentate se pot rezolva fără mari dificultăți utilizînd calculul automat.

Primită la 12 iunie 1975

Institutul politehnic Iași,
Catedra de mecanica construcțiilor
și
Catedra de geotehnică, fundații și căi de comunicații

BIBLIOGRAFIE

1. U n g u r e a n u N., C i o n g r a d i I., *Calculul cadrelor plane în conlucrare cu tălpile de fundație și terenul de rezemare.* Bul. Inst. polit. Iași, XX (XXIV), *1—2*, s. V (1974).
2. U n g u r e a n u N., I o n e s c u I., *Considerații privind calculul silozurilor și construcțiilor în formă de turn fundate pe radier general.* Conferința a III-a de betoane, *Construcții înalte de beton armat.* Vol. II, Iași, 14—16 oct. 1975.
3. T s y t o v i c h N., B e r e z a n t s e v V., D a l m a t o v B., A b e l e v M., *Foundation Soil and Substructures.* Mir Publ., Moscow, 1974.

WALL — BEAMS ON DEFORMABLE SUPPORT

(Abstract)

Some aspects regarding the analysis of wall—beams ($L/H > 1{,}5$) continuously supported on linear deformable halfspace or on a foundation beam are developed.

A procedure for determining the contact pressures is presented, based on the realization of the continuity on supporting surface in a finite number of points. The effect of shear force was also considered in the computation of beam deformations.

Deformations of the supporting members are described by means of the flexibility matrix.

By means of some numerical examples it was emphasized that shear force effect is determined by the ratio of support deformation modulus to the Y o u n g's modulus of beam, the influence of the ratio L/H being not so important.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXI (XXV), Fasc. 3—4, 1975
Secția V
CONSTRUCȚII. ARHITECTURĂ

C. Z. 624.1

DESPRE LUAREA ÎN CONSIDERAȚIE A INFLUENȚEI ANIZOTROPIEI UNOR TERENURI DE FUNDAȚIE ASUPRA DISTRIBUȚIEI TENSIUNILOR

DE

Al. EFTIMIE și VICTOR ZAVATI

1. Primele încercări de cercetare a influenței exercitate de anizotropie asupra distribuției tensiunilor în terenuri sînt, în general, atribuite lui K. Wolf [1]. Cum studiul menționat constituia singura referință la această problemă, rezultatele lui Wolf au fost citate timp de mulți ani, iar în unele cazuri sînt atribuite lui V. F. Babkov deși acesta, la rîndul său, le atribuie lui Wolf [2].

După cum se va arăta în această Notă, ipoteza simplificatoare introdusă de Wolf a condus la rezultate simple, care nu s-au aflat însă în concordanță cu teoria elasticității și în consecință au apărut și critici cu privire la neconcordanța cu observațiile experimentale.

Pentru cazul problemei plane (fig. 1 *a*), expresiile tensiunilor date de Wolf sînt:

$$(1)\quad \sigma_z = \frac{2p}{\pi}\cdot\frac{z^3}{(z^2+y^2)^2}\,k,\quad \tau_{xy} = \frac{2p}{\pi}\cdot\frac{y^2z}{(z^2+y^2)^2}\,k,\quad \sigma_y = \frac{2p}{\pi}\cdot\frac{z^2y}{(z^2+y^2)^2}\,k,$$

iar pentru problema spațială (fig. 2),

$$(2)\qquad \sigma_z = \frac{P}{\pi}\cdot\frac{z^3(1+k+k^3)}{(z^2+y^2)^{5/2}\,(1+k)k}.$$

Influența anizotropiei este introdusă prin coeficientul

$$(3)\qquad k = \sqrt{\frac{E_V}{E_H}},$$

E_V fiind modulul de elasticitate al mediului în direcție verticală și E_H modulul de elasticitate al mediului în direcție orizontală.

Se observă că soluțiile lui Wolf reprezintă tocmai soluțiile din ipoteza mediului izotrop afectate de coeficientul K.

Este evident faptul că sînt satisfăcute ecuațiile Teoriei elasticității și condițiile la limită. Nu este însă satisfăcută condiția de echilibru global.

Astfel, în loc de $2\int_0^\infty \sigma_z\,dx = p$, se obține $2\int_0^\infty \sigma_z\,dx = kp$, în cazul problemei

plane și în loc de $\int \sigma_z \, dA = P$ se obține $\int \sigma_z \, dA = P \dfrac{1 + k + k^3}{(1 + k)k}$ în cazul problemei spațiale.

2. Anizotropia unor terenuri de fundație, cum sînt argilele supraconsolidate, după cum s-a propus și de către B o r d e n [3], poate fi caracterizată cu ajutorul a cinci constante elastice independente: E_V — modulul de elasticitate în direcție verticală, E_H — modulul de elasticitate în direcție orizontală, ν_1 — coeficientul lui P o i s s o n care exprimă efectul deformației orizontale asupra deformației orizontale, ν_2 — coeficientul lui P o i s s o n care exprimă efectul deformației orizontale asupra deformației verticale, ν_3 — coeficientul lui P o i s s o n care exprimă efectul deformației verticale asupra deformației orizontale.

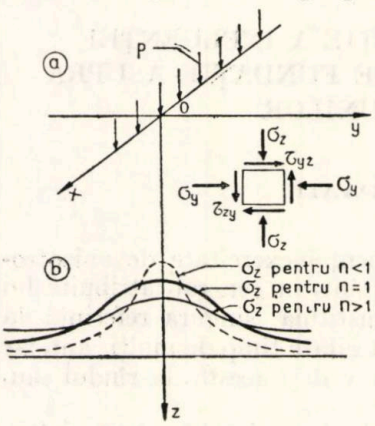


Fig. 1

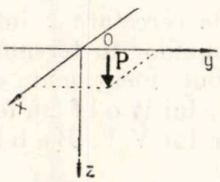


Fig. 2

Între constantele elastice ale unui mediu transversal anizotrop există relațiide legătură printre care și relația

$$\frac{E_H}{E_V} = \frac{\nu_2}{\nu_3} = n. \tag{4}$$

Raportul exprimat prin relația (4) poartă denumirea de grad de anizotropie.

În ipoteza mediului transversal caracterizat de constantele elastice arătate mai sus, în lucrarea [4], pornind de la soluția lui M i c h e l l [6], referitoare la starea de tensiuni într-un semispațiu transversal anizotrop acționat de o forță verticală concentrată, s-au stabilit următoarele expresii ale tensiunilor, în cazul problemei plane, cu încărcarea din fig. 1 *a*:

$$\begin{cases} \sigma_z = \dfrac{1}{\pi} \cdot \dfrac{p}{\alpha\beta} (\sqrt{\alpha} + \sqrt{\beta}) \dfrac{z^3}{y^4 + \left(\dfrac{1}{\alpha} + \dfrac{1}{\beta}\right) y^2 z^2 + \dfrac{z^4}{\alpha\beta}}, \\ \tau_{xy} = \dfrac{p}{\pi} \cdot \dfrac{\sqrt{\alpha} + \sqrt{\beta}}{\alpha\beta} \cdot \dfrac{yz^2}{y^4 + \left(\dfrac{1}{\alpha} + \dfrac{1}{\beta}\right) y^2 z^2 + \dfrac{z^4}{\alpha\beta}}, \\ \sigma_y = \dfrac{p}{\pi} \cdot \dfrac{\sqrt{\alpha} + \sqrt{\beta}}{\alpha\beta} \cdot \dfrac{y^2 z}{y^4 + \left(\dfrac{1}{\alpha} + \dfrac{1}{\beta}\right) y^2 z^2 + \dfrac{z^4}{\alpha\beta}}. \end{cases} \tag{5}$$

Coeficienții α și β se pot calcula cu ajutorul relațiilor:

$$\alpha + \beta = \frac{1 + n - 2\nu^2}{n - \nu^2}, \qquad \alpha\beta = \frac{1 - \nu^2}{n - \nu}$$

în cazul $n > 1$ și

$$\alpha + \beta = \frac{1 + n - 2n\nu^2}{n(1 - n\nu^2)}, \qquad \alpha\beta = \frac{1 - \nu^2}{n(1 - n\nu^2)}$$

în cazul $n < 1$, ν fiind o valoare medie a mărimilor ν_1, ν_2, ν_3 [5].

Soluțiile (5) satisfac ecuațiile Teoriei elasticității și condițiile la limită, cît și condiția de echilibru global $2\int_0^\infty \sigma_z \, dy = p$. Ținînd seama de relația (4), expresia (3) a coeficientului de anizotropie devine:

$$k = \frac{1}{\sqrt{n}}. \tag{6}$$

Expresia efortului unitar normal vertical maxim, după Wolf, se obține din (1) și este

$$\sigma_{z\max} = \frac{2p}{\pi} \cdot \frac{k}{z} = \frac{p}{\pi} \cdot \frac{2/\sqrt{n}}{z}. \tag{7}$$

Din prima relație (5) rezultă

$$\sigma_{z\max} = \frac{p}{\pi} \cdot \frac{\sqrt{\alpha} + \sqrt{\beta}}{z}. \tag{8}$$

Considerînd $\nu = 0{,}3$ și alegînd pentru n diferite valori practic posibile, în tabelul 1 s-au înscris valorile $2k = 2/\sqrt{n}$ și $\sqrt{\alpha} + \sqrt{\beta}$, cu ajutorul cărora pot fi comparate valorile lui $\sigma_{z\max}$ date de formulele (7) și respectiv (8).

Tabelul 1

n	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
$2k$	2,830	2,000	1,690	1,420	1,260	1,154
$\sqrt{\alpha} + \sqrt{\beta}$	2,490	2,000	1,804	1,691	1,611	1,558

Din examinarea rezultatelor obținute se desprinde mai întîi concluzia că din punct de vedere calitativ, atît soluția lui W o l f, exprimată prin relațiile (1), cît și soluția pusă în evidență prin relațiile (5) arată că pentru $n < 1$ există o concentrație a tensiunilor verticale σ_z în vecinătatea axei z deși pentru $n > 1$ există o împrăștiere laterală a tensiunilor verticale σ_z, comparativ cu soluția corespunzătoare ipotezei izotropiei cînd $n = 1$ (fig.1 *b*).

Din punct de vedere cantitativ se observă că soluția lui W o l f exagerează foarte mult influența anizotropiei și aceasta a rezultat din calculul tasărilor efectuat pe baza acestei soluții și care nu s-a aflat în concordanță cu observațiile practice. Din contra, soluția exprimată prin relațiile (5) a dus la valori calculate ale tasărilor comparabile cu cele experimentale. Se poate afirma că influența anizotropiei terenurilor de fundație asupra mărimii tasărilor este redusă, nedepășind 25% din valoarea tasării calculate în ipoteza izotropiei.

3. În concluzie, ipoteza simplificatoare $\nu_1 = \nu_2 = \nu_3 = 0$, introdusă de către W o l f, nu poate fi acceptată, nici practic și nici teoretic. Într-adevăr relația (4) nu este luată în considerație în ipoteza lui W o l f, care, în fapt, a considerat că anizotropia transversală poate fi definită numai prin trei constante elastice independente, în loc de cinci, cîte sînt strict necesare.

Primită la 23 mai 1975

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de mecanica construcțiilor
și
Catedra de beton armat și construcții hidrotehnice

BIBLIOGRAFIE

1. W o l f K., *Ausbreitung der Kraft tn der Halbebene und in Halbraum bei anisotropen Material.* ZAMM, **15**, *5* (1935).
2. Б а б к о в В. Ф., Г е р б у р т А. В., *Основы грунтоведеня и механик грунтов* Научно-техничаское издательство автотранспортной литературы, М., 1956
3. B a r d e n L., *Stresses and Displacements in a Cross-anisotropic Soil.* Géotechnique, **13**, *3*, 198-210 (1963).
4. E f t i m i e Al., *Contributions à l'étude de efforts et des déplacements dans les terrains des fondations.* Bul. Inst. polit. Iași, **XIV(XVIII)**, *1 — 2*, 605 — 612 (1968).
5. E f t i m i e Al., *Starea de tensiune în terenurile anizotrope de fundație.* Bul. Inst. polit. Iași, **XIX(XXIII)**, *1 — 2*, s. V, 23—30 (1973).
6. M i c h e l l J. H., *The Stress Distribution in an Aelotropic Solid with an Infinite Plane Bondary.* Proc. London Math. Soc., **32**, 247—258 (1960).

L'IMPORTANCE DE L'INFLUENCE DE L'ANISOTROPIE DE CERTAINS TERRAINS DE FONDATION SUR LA DISTRIBUTION DES TENSIONS

(Résumé)

La solution de K. W o l f [1] concernant l'influence de l'anisotropie des terrains de fondation sur l'état de tension ne correspond pas tout à fait à la Théorie de l'Élasticité. Du point de vue qualitatif la solution met en évidence d'une façon correcte le phénomène, mais du point de vue quantitatif celle-ci amplifie beaucoup le phénomène, car il n'est pas conforme aux observations expérimentales.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXI (XXV), Fasc. 3—4, 1975
Secţia V
CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

C.Z. 624.01

GRINZI METALICE PRETENSIONATE ÎN MAI MULTE TREPTE

DE

DAN PRECUPANU, C. D. IONESCU şi RUDOLF MÜHLBÄCHER

1. Introducere. Ipoteze de calcul

Economia de oţel care se obţine prin pretensionarea unei construcţii metalice este cu atît mai importantă cu cît valoarea tensiunii iniţiale σ_0, introdusă înainte de aplicarea sarcinii de exploatare, este mai mare (fig. 1 *a*). Din acest considerent, la proiectarea structurilor metalice pretensionate se urmăreşte introducerea unor tensiuni iniţiale cît mai mari. Valoarea acestor tensiuni este însă limitată de o serie de factori ca de exemplu : calitatea oţelului folosit la realizarea grinzii metalice, condiţiile de stabilitate şi rigiditate ale elementului în faza de introducere a tensiunilor iniţiale ş.a. Această limitare a preîntinderii iniţiale a tirantului poate fi înlăturată dacă se recurge la un ciclu de pretensionare—încărcare, operaţiunea de preîntindere a tirantului şi de încărcare a elementului realizîndu-se astfel în mai multe trepte succesive (fig. 1 *b*). Procedeul poate fi aplicat cu condiţia ca sarcina de exploatare să fie permanentă.

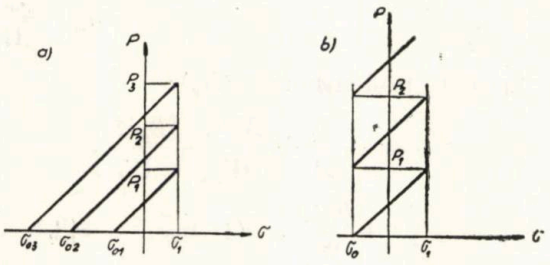


Fig. 1

În cele ce urmează se expune calculul grinzilor metalice pretensionate în mai multe trepte cu ajutorul unor tiranţi realizaţi din oţel de înaltă rezistenţă, dispuşi paralel cu talpa întinsă a grinzii. Sarcina exterioară, de exploatare, solicită grinda la încovoiere plană. Se presupun valabile ipotezele calculului liniar-elastic atît pentru oţelul moale al grinzii, cît şi pentru tirantul de pretensionare.

2. Expunerea metodei

Se consideră grinda din fig. 2, supusă unei încărcări iniţiale $\beta_0 P_i$, după care se execută prima preîntindere a tirantului, X_0. Se trece apoi la prima treaptă curentă de încărcare $\beta_1 P_i$, apoi la o nouă pretensionare X_0 şi aşa

mai departe, ciclul pretensionare—încărcare se repetă de t ori pînă în faza finală cînd întreaga încărcare este transmisă grinzii. Se presupune că treptele de încărcare, cu excepția celei inițiale, sînt egale între ele și că de asemenea, pretensionarea tirantului este aceeași în toate ciclurile.

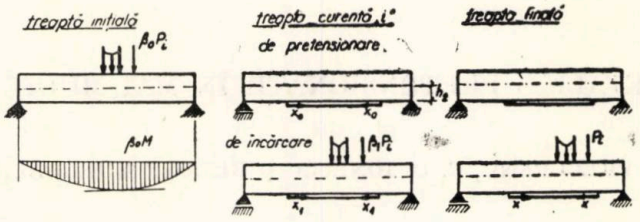


Fig. 2

Convenind a nota cu : i — fibra extremă inferioară a grinzii, s — fibra extremă superioară a grinzii, t — fibra din tirant, pt — treapta curentă de pretensionare a tirantului, înc — treapta curentă de încărcare a grinzii, σ_{ai} — rezistența admisibilă în fibra întinsă a grinzii, σ_{ac} — rezistența admisibilă în fibra comprimată a grinzii, σ_{at} — rezistența admisibilă în tirant, tensiunile maxime în secțiunea de calcul a grinzii și în tirant pentru fiecare fază de lucru sînt :

a) Încărcarea inițială ($\beta_0 M$) :

$$\sigma_{i0} = \frac{\beta_0 M}{W_2}, \tag{1}$$

$$\sigma_{s0} = \frac{\beta_0 M}{W_1}. \tag{1'}$$

b) Prima treaptă de pretensionare (X_0) :

$$\sigma^{(1)}_{s,pt} = -\frac{X_0}{A} + \frac{X_0 h_2}{W_1} - \frac{\beta_0 M}{W_1}, \tag{2}$$

$$\sigma^{(1)}_{i,pt} = -\frac{X_0}{A} - \frac{X_0 h_2}{W_2} + \frac{\beta_0 M}{W_2}, \tag{3}$$

$$\sigma^{(1)}_{t,pt} = \frac{X_0}{A_t}. \tag{4}$$

c) Prima treaptă de încărcare ($\beta_1 M$) :

$$\sigma^{(1)}_{s,\text{înc}} = -\frac{X_0 + X_1}{A} + \frac{X_0 + X_1}{W_1} h_2 - \frac{\beta_0 M}{W_1} - \frac{\beta_1 M}{W_1}, \tag{5}$$

$$\sigma^{(1)}_{i,\text{înc}} = -\frac{X_0 + X_1}{A} - \frac{X_0 + X_1}{W_2} h_2 + \frac{\beta_0 M}{W_2} + \frac{\beta_1 M}{W_2}, \tag{6}$$

$$\sigma^{(1)}_{t,\text{înc}} = \frac{X_0 + X_1}{A_t}. \tag{7}$$

Cu X_1 s-a notat efortul de autotensionare al tirantului pe treapta de încărcare $\beta_1 M$.

d) Treapta i de pretensionare :

$$\sigma^{(i)}_{s,pt} = -\frac{iX_0}{A} + \frac{iX_0 h_2}{W_1} - \frac{(i-1)X_1}{A} + \frac{(i-1)X_1 h_2}{W_1} - \frac{(i-1)\beta_1 M}{W_1} - \frac{\beta_0 M}{W_1}, \tag{8}$$

$$(9)\qquad \sigma^{(i)}_{i,pt} = -\frac{iX_0}{A} - \frac{iX_0h_2}{W_2} - \frac{(i-1)X_1}{A} - \frac{(i-1)X_1h_2}{W_2} + \frac{(i-1)\beta_1M}{W_2} + \frac{\beta_0M}{W_2},$$

$$(10)\qquad \sigma^{(i)}_{t,pt} = \frac{iX_0}{A_t} + \frac{(i-1)X_1}{A_t}.$$

e) Treapta i de încărcare:

$$(11)\qquad \sigma^{(i)}_{s,inc} = -i\frac{X_0+X_1}{A} - i\frac{\beta_1M-(X_0+X_1)h_2}{W_1} - \frac{\beta_0M}{W_1},$$

$$(12)\qquad \sigma^{(i)}_{i,inc} = -i\frac{X_0+X_1}{A} + i\frac{\beta_1M-(X_0+X_1)h_2}{W_2} + \frac{\beta_0M}{W_2},$$

$$(13)\qquad \sigma^{(i)}_{t,inc} = i\frac{X_0+X_1}{A_t}.$$

În sfîrșit, în faza de exploatare, după t cicluri de pretensionare—încărcare:

$$(14)\qquad \sigma_s = -t\frac{X_0+X_1}{A} - t\frac{\beta_1M-(X_0+X_1)h_2}{W_1} - \frac{\beta_0M}{W_1},$$

$$(15)\qquad \sigma_i = -t\frac{X_0+X_1}{A} + t\frac{\beta_1M-(X_0+X_1)h_2}{W_2} + \frac{\beta_0M}{W_2},$$

$$(16)\qquad \sigma_t = t\frac{X_0+X_1}{A_t}.$$

În problema dimensionării grinzilor studiate condițiile care se impun sînt următoarele:

a) în faza de exploatare, în grindă și tirant tensiunile maxime efective să fie egale cu rezistențele admisibile:

$$(17)\qquad \sigma_s = \sigma_{ac}, \qquad (18)\quad \sigma_i = \sigma_{ai}, \qquad (19)\quad \sigma_t = \sigma_{at};$$

b) în faza de încărcare inițială, în fibra extremă întinsă a grinzii să se atingă rezistența admisibilă:

$$(20)\qquad \sigma_{i0} = \sigma_{ai};$$

c) la fiecare treaptă de preîntindere a tirantului, eforturile unitare maxime din grindă să nu depășească rezistențele admisibile corespunzătoare

$$(21)\qquad \sigma^{(i)}_{i,pt} = \sigma_{a0}; \qquad (22)\qquad \sigma^{(i)}_{s,pt} \leqslant \sigma_{ai(c)};$$

d) la fiecare treaptă de încărcare, eforturile unitare maxime din grindă să satisfacă condițiile:

$$(22)\qquad \sigma^{(i)}_{i,inc} = \sigma_{at}, \qquad (23)\qquad |\sigma^{(i)}_{s,inc}| \leqslant |\sigma_{ac}|.$$

Din analiza relaţiilor de calcul (1)...(16) se poate constata că satisfacerea condiţiilor (20) şi (18) include şi toate condiţiile de tipul (23), ceea ce înseamnă că îndeplinirea condiţiei de rezistenţă la fibra întinsă în faza de încărcare iniţială şi în cea de exploatare acoperă toate treptele de încărcare intermediară. Din relaţia (18) se poate determina valoarea factorului de încărcare β_1. De asemenea, dacă condiţia (21) este îndeplinită la prima treaptă de preîntindere a tirantului ea este îndeplinită pentru orice treaptă i astfel încît această relaţie conţine de fapt o singură condiţie, cea de la faza primei pretensionări a tirantului.

Dacă pentru fibra întinsă condiţiile de dimensionare sînt condensate în trei relaţii semnificative (18), (20), (21), pentru fibra comprimată problema este mai complexă. La prima pretensionare a tirantului, de exemplu, în funcţie de valorile X_0, β_0, efortul unitar în fibra extremă superioară poate fi de întindere sau compresiune, ceea ce implică faptul ca în condiţia (22) să nu se poată preciza valoarea rezistenţei admisibile. Situaţia se repetă la fiecare treaptă de pretensionare. Dacă în faza iniţială condiţia de rezistenţă la fibra superioară este restrictivă, aspectul problemei se inversează în sensul că se restrînge numărul relaţiilor referitoare la fibra comprimată şi rămîn în număr mare cele de la fibra întinsă. Problema poate fi tratată folosind calculatoarele numerice dar oricum dimensionarea pe această cale devine complexă şi laborioasă pentru proiectare.

O rezolvare mai simplă este posibilă folosind secţiunea echivalentă [2]. După ce se determină secţiunea echivalentă necesară în faza de exploatare, se alege secţiunea reală a barei şi rezultă, în consecinţă, aria tirantului. Se rezolvă sistemul static nedeterminat obţinîndu-se valoarea efortului de autotensionare din tirant $\bar{X}_1$. Din relaţia :

$$\bar{X}_0 = A_t\,\sigma_{at} - \bar{X}_1$$

rezultă efortul total de preîntindere a tirantului, $\bar{X}_0$. Se încarcă grinda (fără tirant) în faza iniţială şi se obţine valoarea coeficientului β_0 din condiţia de rezistenţă :

$$\beta_0 = \min\left(\frac{W_2\,\sigma_{ai}}{M}\ ,\ \frac{W_1|\,\sigma_{ac}\,|}{M}\right). \tag{25}$$

Se verifică grinda sub încărcarea iniţială şi tirantul întins cu efortul

$$X_{01} = A_t\,\sigma_{at} - (1-\beta_0)\,\bar{X}_1. \tag{26}$$

În cazul cînd condiţia de rezistenţă este satisfăcută se aplică grinzii diferenţa de încărcare $(1-\beta_0)\,P_i$ şi se obţine faza finală, de exploatare, care corespunde cu starea de tensiune impusă la dimensionarea secţiunii echivalente. Atunci cînd condiţia nu este îndeplinită, tirantul nu poate fi preîntins cu efortul X_{01} şi în acest caz se preîntinde numai efortul capabil $X_{01\,cap}$, determinat din această condiţie. Se execută o treaptă de încărcare $\beta_1 P$ şi se determină din condiţia de rezistenţă, în această fază, coeficientul β_1. Se calculează efortul capabil de preîntindere al tirantului, $X_{02\,cap}$ (grinda fiind încărcată cu $(\beta_0+\beta_1)\,P_i$) şi se verifică condiţia de oprire a ciclului de pretensionare :

$$X_{2\,cap} \geqslant A_i\sigma_{at} - (1 - \beta_0 - \beta_1)\,\overline{X}_1 . \tag{27}$$

Dacă această condiție este satisfăcută se aplică grinzii diferența de încărcare și calculul este încheiat, în caz contrar se trece la o nouă treaptă pretensionare—încărcare, după cum s-a arătat mai sus.

Problema poate prezenta și o variantă în care încărcarea inițială se aplică pe grinda nepretensionată dar cu tirantul montat. În acest caz valoarea factorului β_0 este :

$$\beta_0 = \min\left[\frac{\sigma_{ai}}{M/W_2 - X_1(1/A + h_2/W_2)} \,,\quad \frac{|\,\sigma_{ac}\,|}{M/W_2 - X_1(h_2/W_2 - 1/A)}\right] \tag{25'}$$

și calculul se repetă ca mai sus, cu observația că în relațiile (26) și (27) trebuie ținut cont de cota parte de autotensionare, $\beta_0 X_1$, dezvoltată în tirant sub încărcarea inițială. Din relațiile (25) și (25') se poate constata că la grinda cu tirant montat treapta de încărcare este mai mare decît la grinda fără tirant. Fixarea tirantului de la început pe element sporește efortul X_{01cap}, ceea ce conduce la reducerea treptelor de pretensioanare—încărcare. În același timp însă, creșterea factorului β_0 determină tensiuni mai mari în talpa comprimată, fapt care influențează stabilitatea generală a grinzii.

3. Concluzii

Metoda secțiunii echivalente, stabilită pentru grinzile metalice pretensionate într-o singură etapă, poate fi extinsă la grinzile pretensionate în mai multe trepte, cu avantajul obținerii unei dimensionări mai directe și rapide pentru practică. După această metodă numărul necesar de trepte de pretensionare—încărcare se determină pas cu pas. Din relația (25) se constată că impunînd secțiunea grinzii pretensionate rezultă valoarea treptei de încărcare inițială, restul de încărcare fiind transmisă prin ciclul pretensionare—încărcare. Acest ciclu este cu atît mai restrîns cu cît factorul β_0 este mai mare — fapt care condiționează asigurarea stabilității grinzii în faza de încărcare inițială — și cu cît valoarea efortului de preîntindere a tirantului pe fiecare treaptă este mai mare.

Primită la 21 aprilie 1975

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de mecanica construcțiilor

BIBLIOGRAFIE

1. Juncan N., *Contribuții la studiul grinzilor metalice cu zăbrele pretensionate.* Teză de doctorat, Inst. polit. Cluj-Napoca, 1969.
2. Precupanu D., *Grinzi metalice pretensionate în domeniul elastic.* Rev. Construcții, *9* (1973).
3. * * * *Международная конференция по предварительно напряженным металлическим конструкциям.* Доклады, Ленинград, 1971.

POUTRES MÉTALLIQUES PRÉTENSIONEÉS SUCCESSIVEMENT

(Résumé)

On présente le calcul des poutres métalliques prétensionées successivement selon le procédé général et celui qui emploie la méthode de la section équivalente. Il résulte que cette dernière méthode est plus accésible pour le calcul que le procédé général. D'après cette méthode on détermine pas à pas le nombre des états prétension — charge, en choisissant dès le début la section de la poutre métallique. La prétension pas à pas des poutres est possible seulement si la charge extérieure est permanente.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXI (XXV), Fasc. 3—4, 1975
Secţia V
CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

D.C.624.1

THE PHENOMENON OF STRUCTURE—FOUNDATION SOIL INTERACTION; EXPERIMENTAL DETERMINATIONS

BY

N. VLAD and C. D. IONESCU

1. We are considering a building elastically fixed in foundation soil in the hypothesis of an elastic halfspace which is both homogenous and isotropic. Determining the seismic response of this building is a difficult problem from a theoretical point of view as well as from on experimental one. When the dynamic model of the structure in interaction with the foundation soil admits a finite number of degrees of dynamic freedom, then the general equations of the movement along the direction of each degree of freedom during the period of seismic action, can be written under the following matrix form:

$$(1) \qquad [m]\begin{Bmatrix}\{\ddot{x}\}\\ \ddot{\Phi}\end{Bmatrix} + 2\nu_1\omega_1[m]\begin{Bmatrix}\{\dot{x}\}\\ \dot{\Phi}\end{Bmatrix} + [K_L^c]\begin{Bmatrix}\{x\}\\ \Phi\end{Bmatrix} = -[m]\begin{Bmatrix}\{1\}\\ 0\end{Bmatrix}\ddot{u}_g,$$

where: $[m]$ is the diagonal matrix of structural masses, of the foundation soil mass and the mass moments of inertia, $\begin{Bmatrix}\{x\}\\ \Phi\end{Bmatrix}$ — the vector of the horizontal displacements of floors, of the foundation soil and of the displacement in the rotation mode, $[K_L^c]$ — the lateral stiffness matrix of the structure in interaction with the foundation soil, $\ddot{u}_g$ — soil acceleration during the seismic movement.

2. Furthermore we are dealing with the experimental means of determining the seismic response of a model in interaction with the foundation soil which has only one dynamic degree of freedom and we are using a 60 Kg seismic platform.

On this seismic platform a silty clay cylindrical sample was mounted having a cross section of 25 cm and the generatrix of 30 cm, a sample that was compacted in a hydraulic press in a steel matrix. After making a cylindrical cavity 6.5 cm in diameter, a lead foundation with a mass $m_0 = 0.003$ daN s^2/cm was introduced in the upper part of the silty clay sample; the mass of the model, $m_1 = 0.001$ daN s^2/cm, was attached to the upper part of a 30 cm support bar (Fig. 1). For comparison an identical, but imovable, fixed model was secured to the platform.

The platform, together with the two models was subjected to a seismic action, the accelerogram of the El Centro Earthquake 1934, and to a dynamic action with frequencies ranging from 1.5 to 4 Hz. The seismic response was

recorded on photographic paper; Figs. 2 (*a*, *b* and *c*) represent the platform accelerogram, the accelerogram of the model in interaction and the accelerogram of the fixed model. Fig. 3 represents the increasing coefficient of the mass acceleration of the model in interaction and of the fixed model in correlation with the seismic action with respect to the oscillation frequency; Fig. 4 represents the decreasing coefficient (percentage) of the basic shear force of the model in interaction in contrast to the fixed model (with respect to the oscillation period).

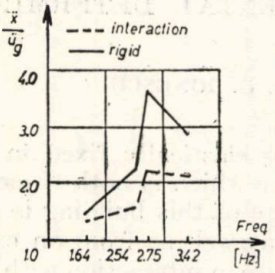


Fig. 3

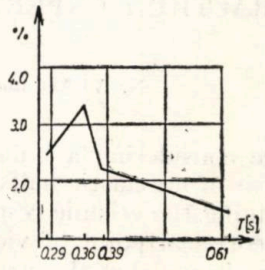


Fig. 4

Conclusions

In order to determine the seismic response a percentage of the unique critical damping ranging from 1 to 10% can be taken into consideration (for both the structure and the foundation soil); this can also be concluded from the experimental determinations on the seismic platform. Thus for the model in interaction a percentage of 2.2% of the critical damping was obtained and for the fixed model, a percentage of 4%.

The foundation medium deformability effects the decrease of accelerations in the case of the determination of the seismic response in interaction with the foundation soil; thus for a frequency of 2.5 Hz the maximum acceleration is of 12.5 m/s^2 for the model without interaction and of 10.5 m/s^2 for the model in interaction.

Received, March 27, 1975

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Structural Engineering

REFERENCES

1. Şesan A. a. o., *A Method and an Equipment to Test Structures at Simulated Seismic Actions.* Pr. of the Intern. Symposium RILEM, Buc., Sept. 1969.
2. Ionescu C.D., *Contribuţii la determinarea răspunsului în cadre în interacţiune cu terenul de fundaţie.* Doct. Diss., Polyt. Inst., Jassy, 1973.

FENOMENUL DE INTERACŢIUNE STRUCTURĂ — TEREN DE FUNDAŢIE; DETERMINĂRI EXPERIMENTALE

(Rezumat)

Se prezintă rezultatele obţinute în urma experimentării unui model realizat dintr-o bară încastrată elastic în terenul de fundaţie. Modelul a fost montat pe o platformă seismică de 60 kg, care a fost acţionată de accelerograma cutremurului El Centro 1934 şi de o acţiune armonică.

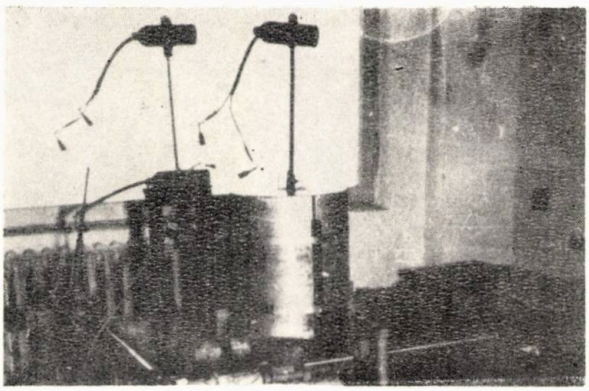


Fig. 1

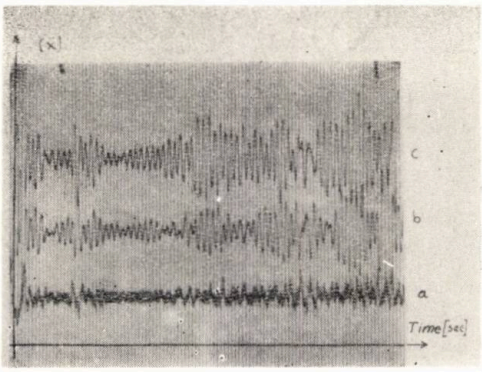


Fig. 2

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXI (XXV), Fasc. 3—4, 1975
Secţia V
CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

C.Z. 624.01

ASUPRA FLAMBAJULUI PRIN ÎNCOVOIERE LA BARE METALICE CU LIMITA DE CURGERE MICŞORATĂ LOCAL

DE

P. LÖRINCZ şi PAUL COSMULESCU

1. Introducere

Profilele metalice cu pereţi subţiri formate la rece se ecruisează în procesul de fabricaţie, rezultînd o limită de curgere mărită [1]. În timpul sudării se ating temperaturi superioare temperaturii de recristalizare avînd ca efect micşorarea limitei de curgere iniţiale σ_c şi apariţia deci a unei limite reduse de curgere σ_c'. Valoarea acestei reduceri depinde de temperatura de încălzire, timpul de încălzire şi de suprafaţa secţiunii transversale afectate.

Micşorarea limitei de curgere pe întreaga secţiune transversală se poate pune în evidenţă printr-un factor mediu de reducere β şi reprezentat prin raportul:

$$\beta = \frac{\sigma_c}{\sigma_c'} < 1. \tag{1}$$

Din încercările experimentale efectuate [2], valorile lui β se situează între 0,83 ... 1,00

Prezintă interes să se studieze două aspecte: a) determinarea coeficientului β, b) influenţa zonelor slăbite asupra capacităţii portante a întregii construcţii.

2. Bară comprimată centric

Se consideră o bară realizată dintr-un material perfect elastic avînd limita de curgere σ_c, de lungime l şi dublu articulată (fig. 1).

În secţiunea 2 limita de curgere este micşorată la σ_c' iar modulul de elasticitate E rămîne neschimbat.

Se admite că lăţimea zonei avînd limita de curgere σ_c este suficient de mare încît să nu aibă loc un efect de împiedicare a contracţiei transversale; prin urmare rezistenţa admisibilă la întindere este:

$$\sigma_a' = \beta\sigma_a. \tag{2}$$

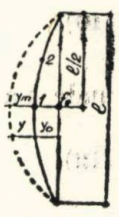


Fig. 1.— Bară dublu articulată avînd curbură iniţială.

Se neglijează imperfecţiunile structurale şi se asimilează imperfecţiunile geometrice cu o curbură iniţială (fig. 1) de formă sinusoidală:

(3) $$y_0 = f_0 \sin \frac{\pi x}{l}.$$

Ecuaţia diferenţială a barei încovoiate este de forma:

(4) $$EIy'' = -P(y + y_0).$$

Introducînd notaţiile:

$$k^2 = \frac{P}{EI}, \quad b = lk,$$

ecuaţia (4) devine:

(5) $$y'' + k^2 y = -k^2 f_0 \sin \frac{\pi x}{l},$$

unde s-a ţinut seama de (3).

Soluţia generală a ecuaţiei diferenţiale (5) este:

(6) $$y = A \sin kx + B \cos kx + \frac{1}{\pi^2/b^2 - 1} f_0 \sin \frac{\pi x}{l}.$$

Constantele de integrare A şi B se determină cu ajutorul condiţiilor la limită:

(7) $$y(0) = 0, \; y(l) = 0,$$

obţinînd:

(8) $$A = 0, \quad B = 0.$$

Soluţia (6) devine:

(9) $$y = \frac{f_0}{\pi^2/b^2 - 1} \sin \frac{\pi x}{l}.$$

Pentru săgeata maximă la $x = l/2$ se obţine:

(10) $$y_{max} = \frac{f_0}{\pi^2/b^2 - 1}$$ sau (11) $$y_{max} = \frac{P}{P_E - P} f_0,$$

unde s-a utilizat notaţia

(12) $$P_E = \frac{\pi^2 EI}{l^2}.$$

Aşadar:

(13) $$y = \frac{P}{P_E - P} f_0 \sin \frac{\pi x}{l}.$$

Săgeata totală este:

$$f = y_m + f_0 \quad \text{sau} \quad f = \frac{\sigma_E}{\sigma_E - \sigma} f_0, \tag{14, 15}$$

unde

$$\sigma_E = \frac{P_E}{A} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}. \tag{16}$$

Efortul maxim de la mijlocul barei rezultă de forma:

$$\sigma_{max} = \frac{P}{A} + \frac{Pf}{W} = \frac{P}{A}\left(1 + \frac{Af}{W}\right), \tag{17}$$

unde: W — modulul de rezistențe, A — aria secțiunii transversale a barei. Introducînd notațiile: $k = W/A$ — raza sîmburelui central, $m = f_0/k$ — măsura excentricității, ecuația (17) devine:

$$\sigma_{max} = \sigma\left(1 + m\frac{\sigma_E}{\sigma_E - \sigma}\right), \tag{18}$$

unde s-a ținut seama de (15).

Dacă se impune condiția ca atunci cînd se produce flambajul ($\sigma = \sigma_{cr}$) în fibra cea mai solicitată efortul să fie egal cu limita de curgere ($\sigma_{max} = \sigma_c$), ecuația (18) se transformă în:

$$\sigma_c = \sigma_{cr}\left(1 + \frac{m\sigma_E}{\sigma_E - \sigma_{cr}}\right) \tag{19}$$

sau

$$\sigma_{cr}^2 - [\sigma_c + (1 + m)\,\sigma_E]\,\sigma_{cr} + \sigma_c\sigma_E = 0. \tag{20}$$

Se împarte ecuația (20) prin σ_c^2 și utilizînd notația $\varphi = \sigma_{cr}/\sigma_c$ se obține, în definitiv:

$$\varphi^2 - \left[1 + (1 + m)\frac{\sigma_E}{\sigma_c}\right]\varphi + \frac{\sigma_E}{\sigma_c} = 0. \tag{21}$$

Limita de curgere σ_c se poate exprima în funcție de coeficientul de flambaj φ sub forma:

$$\sigma_c = \frac{\sigma_E\,(m\varphi + \varphi - 1)}{\varphi(\varphi - 1)}. \tag{22}$$

Expresia (21) stă la baza calculului coeficientului φ, dacă în prealabil se admite o valoare pentru m. Unele norme [3] admit pentru construcții din oțel valoarea:

$$m = 0{,}3\left(\frac{\lambda}{100}\right)^2. \tag{23}$$

La bara comprimată centric (fig. 2) secțiunea *1* este hotărîtoare pentru dimensionare dacă este satisfăcută inegalitatea :

$$\sigma_1 = \frac{P}{\varphi_1 A} \leqslant \sigma_a \qquad \text{sau} \qquad \frac{cP}{\varphi_1 A} \leqslant c\sigma_a = \sigma_c, \tag{24, 25}$$

unde c reprezintă un coeficient de siguranță.

Coeficientul de flambaj φ_1 este dat de relația (21). În lungul barei efortul σ variază sinusoidal după legea :

$$\sigma_x = \sigma\left[1 + \left(\frac{1}{\varphi_1} - 1\right)\sin\frac{\pi x}{l}\right]. \tag{26}$$

Dacă secțiunea *2*, avînd limita de curgere σ_c', este hotărîtoare pentru dimensionare, atunci :

$$\sigma_2 = \sigma\left[1 + \left(\frac{1}{\varphi_1} - 1\right)\sin\frac{\pi a}{l}\right] = \frac{\sigma}{\varphi_2} \leqslant \beta\sigma_a. \tag{27}$$

Introducînd notația :

$$\alpha = \sin\frac{\pi a}{l} \tag{28}$$

rezultă :

$$\varphi_2 = \frac{\varphi_1}{\varphi_1(1-\alpha) + \alpha}, \tag{29}$$

respectiv

$$\varphi_1 = \frac{\alpha\varphi_2}{1 + \varphi_2(\alpha - 1)}. \tag{30}$$

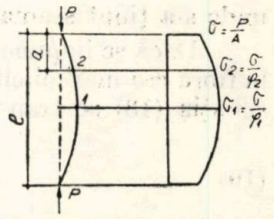


Fig. 2. — Bară dublu articulată (comprimată centric) avînd curbură inițială.

Condiția ca secțiunea *1* să fie hotărîtoare pentru dimensionare este asigurată de relațiile :

$$\sigma_1 = \sigma_a \text{ și } \sigma_2 < \beta\,\sigma_a \tag{31}$$

sau :

$$\sigma\left[1 + \left(\frac{1}{\varphi_1} - 1\right)\alpha\right] < \beta\frac{\sigma}{\varphi_1}. \tag{32}$$

Rezultă :

$$\beta > \varphi_1 + (1 - \varphi_1)\alpha \tag{33}$$

care conduce la

$$\alpha < \frac{\beta - \varphi_1}{1 - \varphi_1}. \tag{34}$$

Se introduc notațiile:

(35) $$\beta_m = \varphi_1 + (1 - \varphi_1)\alpha, \qquad (36) \qquad \alpha_m = \frac{\beta - \varphi_1}{1 - \varphi_1}.$$

Dacă $\alpha < \alpha_m$ sau $\beta > \beta_m$ atunci este hotărîtoare pentru dimensionare secțiunea *1*, iar dacă $\alpha > \alpha_m$ sau $\beta < \beta_m$ hotărîtoare este secțiunea *2*. În ultimul caz sînt valabile relațiile:

(37) $$\sigma_2 = \beta\sigma_a, \qquad (38) \qquad \sigma_1 < \sigma_a, \ \sigma_2 = \frac{\sigma}{\varphi_2},$$

unde φ_2 rezultă din (29).

Se observă că φ_2 este determinat funcție de φ_1 pentru o valoare dată σ_c dar este necesară determinarea unui coeficient φ_2' cu ajutorul unei limite de curgere micșorată σ_c' în cazul cînd secțiunea *2* este hotărîtoare.

Întrucît $\varphi_1' > \varphi_1$ rezultă și o capacitate portantă mai mică, $P' < P$. Secțiunea *2* fiind hotărîtoare pentru dimensionare se pot scrie relațiile:

(39) $$\sigma_2 = \frac{P'}{A\varphi_2'} = \beta\sigma_a, \quad \sigma_1 = \frac{P'}{A\varphi_1} < \sigma_a.$$

Pentru o bară de lungime l și secțiune dată coeficientul de zvelțețe λ este constant și ecuația (22) se poate reprezenta grafic (fig. 3), cu

$\sigma_c = 0$ pentru $\varphi = 1/(1 + m)$.

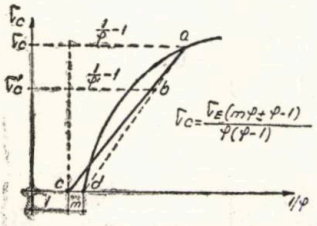


Fig. 3. — Dependența dintre limita de curgere și coeficientul de flambaj.

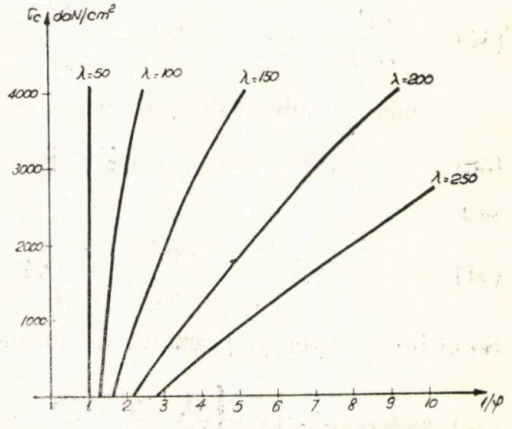


Fig. 4. — Dependența dintre limita de curgere, coeficientul de flambaj și coeficientul de zvelțețe.

Variația parabolică pusă în evidență de ecuația (22) poate fi aproximată cu suficientă exactitate printr-o variație liniară (dreptele *a-b-c* sau *a-d* fig.3). În ultimul caz este valabilă relația:

(40) $$\frac{\sigma_c'}{\sigma_c} = \frac{1/\varphi' - 1}{1/\varphi - 1} \qquad \text{sau} \qquad (41) \qquad \frac{\sigma_c'}{\sigma_c} = \frac{(1 - \varphi')\varphi}{(1 - \varphi)\varphi'}.$$

Din (41) rezultă:

(42) $$\varphi' = \frac{\varphi\sigma_c}{(1-\varphi)\sigma_c + \varphi\sigma}.$$

Ecuația (22) se poate reprezenta în funcție de valorile lui λ (fig. 4).

Pentru stabilirea unei legături între φ_2' și φ_1 se pleacă de la relația (41) substituind pe σ_c și σ_c cu expresiile (25) respectiv (38) și considerînd c drept coeficient de siguranță, obținînd

$$\sigma_c' = \frac{c\sigma[1 + \varphi_2'(\alpha-1)]}{\alpha\varphi_2'}, \qquad (44) \qquad \sigma_c = \frac{c\sigma}{\varphi_1}$$

sau

$$\frac{\sigma_c'}{\sigma_c} = \frac{\sigma'[1+\varphi_2'(\alpha-1)]\varphi_1}{\sigma\alpha\varphi_2}. \qquad (45)$$

Avînd în vedere că $\sigma' = P'/A$ și $\sigma = P/A$ ecuația (45) devine:

$$\frac{\sigma_c'}{\sigma_c} = \frac{\varphi_1 + \varphi_1\varphi_2'(\alpha - 1)}{\alpha\varphi_2'} \cdot \frac{P'}{P}. \qquad (46)$$

Pentru secțiunile *1* și *2* (fig. 2) corespund ecuațiile:

$$\frac{cP}{\varphi_1 A} = \sigma_c, \qquad (48) \quad \frac{cP'}{\varphi_2' A} = \beta\sigma_c, \qquad (49) \quad \frac{P'}{P} = \frac{\beta\varphi_2'}{\varphi_1}. \qquad (47)$$

Dacă se substituie (49) în (46) și apoi în (41) rezultă:

$$\beta(1 - \varphi_1)(\alpha - 1)\varphi_2'^2 + [(1 - \varphi_1)\beta + \varphi_1]\varphi_2' - \varphi_1 = 0 \qquad (50)$$

sau

$$\varphi_2'^2 - \frac{(1 - \varphi_1)\beta + \varphi_1}{\beta(1 - \varphi_1)(1 - \alpha)} \varphi_2' - \frac{\varphi_1}{\beta(1 - \varphi_1)(1 - \alpha)} = 0. \qquad (51)$$

Soluțiile ecuației (51) rezultă de forma:

$$\varphi_2' = f(\varphi_1,\beta,\alpha) = \frac{1}{2}\left\{\frac{(1-\varphi_1)\beta+\varphi_1}{\beta(1-\varphi_1)(1-\alpha)} \pm \sqrt{\left[\frac{(1-\varphi_1)\beta+\varphi_1}{\beta(1-\varphi_1)(1-\alpha)}\right]^2 - \frac{4\varphi_1}{\beta(1-\varphi_1)(1-\alpha)}}\right\}. \qquad (52)$$

Introducînd notația

$$\beta\left(\frac{1}{\varphi_1} - 1\right) = \rho \qquad (53)$$

soluțiile (52) devin:

$$\varphi_2' = \frac{1 + \rho \pm \sqrt{(1+\rho)^2 - 4\rho(1 - \alpha)}}{2\rho(1 - \alpha)} \qquad (54)$$

sau:

$$\varphi_2' = \frac{2}{1 + \rho \pm \sqrt{(1 + \rho)^2 - 4\rho(1 - \alpha)}}. \qquad (56)$$

Se folosește acum notația:

$$\frac{1}{\varphi_2'} - 1 = \gamma\rho, \tag{56}$$

încît

$$\gamma = \frac{\rho - 1}{2 - \rho}\left[1 \pm \sqrt{1 + \frac{4\rho\alpha}{(\rho - 1)^2}}\right]. \tag{57}$$

Întrucît $\gamma > 0$, se adoptă în ecuația (57) semnul corespunzător astfel încît

a) pentru $\rho = 0$, $\gamma = \alpha$;

$$\text{b) pentru } \rho < 1, \quad \gamma = \frac{\rho - 1}{2\rho}\left[1 - \sqrt{1 + \frac{4\rho\alpha}{(\rho - 1)^2}}\right]; \tag{58}$$

$$\text{c) pentru } \rho = 1, \quad \gamma = \sqrt{\alpha}; \tag{59}$$

$$\text{d) pentru } \rho > 1, \quad \gamma = \frac{\rho - 1}{2\rho}\left[1 + \sqrt{1 + \frac{4\rho\alpha}{(\rho - 1)^2}}\right]. \tag{60}$$

Variația coeficientului γ în funcție de a/l și ρ este reprezentată în fig. 5. Pentru bare sudate la unul sau ambele capete $\alpha = 0$ încît:

$$\beta_m = \varphi_1 + (1 - \varphi_1)\alpha = \varphi_1. \tag{61}$$

Pentru $\beta < \beta_m$ secțiunea sudată este hotărîtoare pentru dimensionare și încărcarea admisibilă este:

$$P = A\beta\,\tau_a\,. \tag{62}$$

Dacă $\beta > \beta_m$ slăbirea produsă de sudură nu este hotărîtoare pentru dimensionare, iar încărcarea admisibilă este:

$$P = A\varphi_1\sigma_a\,. \tag{63}$$

Pentru bara sudată la mijloc: $a = l/2$, $\alpha = 1$ și $\beta_m = 1$, încărcarea admisibilă este:

$$P = A\varphi_1'\beta\sigma_a \tag{64}$$

și deci

$$\varphi_2'\beta = \varphi_1 = \varphi_1. \tag{65}$$

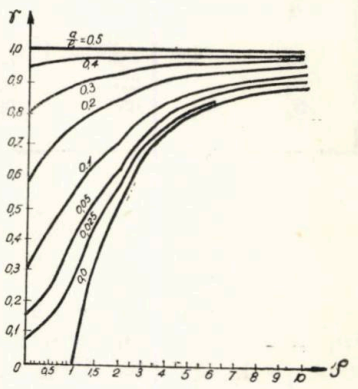


Fig. 5. — Coeficientul γ funcție de raportul a/l și ρ.

3. Încercări experimentale

Au fost efectuate o serie de încercări experimentale în vederea determinării coeficientului β, în cazul profilelor metalice formate la rece [2], [4]. Dintr-un profil cornier $80 \times 80 \times 5$ au fost prelevate epruvete cu diverse

grade de ecruisare (fig. 6) și sudate cap la cap în două regimuri : a) regim *A* — intensitatea curentului $I = 175$ A, tensiunea $U = 18$ V, lungimea arcului 3...4 mm, viteza de sudare 0,24 m/min ; b) regimul $B - I = 225$ A, $U = 18$ V, lungimea arcului 3...4 mm, viteza de sudare 0,32 m/min.

Epruvetele, sudate și nesudate, au fost supuse la întindere centrică, rezultatele fiind redate în tabelul 1.

Tabelul 1

Tip epruvetă	σ_c; σ'_c daN/cm²	$\beta = \sigma'_c/\sigma_c$	Observații
S_{03}	3 120	1,000	Epruvete nesudate
S_{04}	3 875	1,000	
S_{05}	2 870	1,000	
S_{13}	2 850	0,913	Epruvete sudate în regim *A*
S_{14}	3 445	0,892	
S_{15}	2 860	0,998	
S_{23}	2 850	0,913	
S_{24}	3 650	0,943	
S_{25}	2 840	0,990	
S_{33}	2 865	0,915	Epruvete sudate în regim *B*
S_{34}	3 220	0,830	
S_{35}	2 750	0,956	
S_{43}	2 850	0,914	
S_{44}	3 310	0,855	
S_{45}	2 650	0,922	

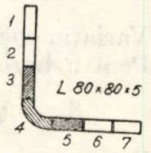


Fig. 6. — Modul de prelevare a epruvetelor.

4. Concluzii

Se prezintă o metodă de calcul a coeficientului de flambaj φ care să țină seama de slăbirea locală produsă de o limită de curgere micșorată, bazată pe ipoteza barei cu imperfecțiuni geometrice care variază sinusoidal în lungul barei.

Coeficientul β de reducere a limitei de curgere este cuprins între valorile 0,83 ... 1,00, fiind mai mic în regimul de sudare *B*, cu viteza de sudare mai mare, în cazul profilelor metalice cu pereții subțiri, laminate la rece.

Se stabilește un criteriu pentru cazul cînd secțiunea sudată sau nesudată este hotărîtoare pentru dimensionare, în funcție de coeficientul de reducere β și de poziția secțiunii slăbite.

În cazul în care secțiunea sudată este hotărîtoare pentru dimensionare, verificarea secțiunii de la mijlocul barei avînd limita de curgere σ_c se va face în secțiunea slăbită cu luarea în considerare a limitei de curgere micșorată, σ'_c.

Primită la 29 mai 1975

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de construcții

BIBLIOGRAFIE

1. Karren W., Winter G., *Effects of Cold-Forming on Light-Gage Steel Members.* Proc. of the American Soc. of Civil Eng., **93** *ST. 1* (1956).
2. Lörincz P., Pînzaru V., Nasie O., *Cercetări privind ecruisarea profilelor metalice cu pereţii subţiri laminate la rece.* Conferinţa de construcţii metalice, Timişoara, 15—17 octombrie 1973.
3. Faltus F., *Die Knickfestigkeit von Staben mit örtlich verminderter Streckgrentze.* H. Grengg, W. Pelikan, F. Reinzhuber, Stahlbau und Baustatik—Aktuelle Probleme, Springer Verlag, 1965.
4. Cosmulescu P., *What are we going to do about Lightweight-Steel Structures in the Building Industry.* Proc. of the 3rd World Congress of Engineers and Architects, Tel-Aviv, Israel, December, 1974.

О ДЕФОРМАЦИЯХ ПРИ ИЗГИБЕ МЕТАЛЛИЧЕСКОГО СТЕРЖНЯ ПРИ УМЕНЬШЕНИИ ПРЕДЕЛОВ ТЕКУЧЕСТИ

(Резюме)

В статье даются элементы расчета коэффициента деформации металлического стержня, принимая во внимание локальное ослабление, полученное при появлении уменьшенного предела текучести и также принимая во внимание гипотезу о геометрическом несовершенствовании стержня, которое изменяется синусоидально вдоль его длины.

Коэффициент сокращения β определяется как отношение между начальным пределом текучести σ_c стержня и сокращенным пределом текучести σ_c' из-за процесса спайки.

В статье приводится также критерий размерности для случая, когда сечение, затронутое спайкой может или не может быть решающим для размерности стержня. С этой целью были использованы данные, полученные при испытании на растяжении некоторых образцов, спаянных или неспаянных, изготовленных из некоторых сечений, при разных степенях после деформационных состояний, некоторых профилей, изготовленных на холоде.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXI (XXV), Fasc. 3—4, 1975
Secţia V
CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

C. D. 624.01

UNE RELATION INÉDITE DE CALCUL LORS DE L'APPARITION DES FISSURES NORMALES DANS LES ÉLÉMENTS PRECONTRAINTS SOUS L'ACTION DE LA FLEXION

PAR

MARCEL PATRAŞ

1. Il est bien connu que, en fonction des conditions de service et des caractéristiques des armatures tendues, on peut définir [1], [2] trois catégories de fissurabilité. La possibilité de les pouvoir intégrer dans les trois catégories ci-dessus est conditionnée par le degré de sécurité, qui est considéré nécessaire vis-à-vis des effets défavorables de la fissuration et réclame de certaines conditions de contrôle plus ou moins sévères.

On a inclu : a) dans la I-ère catégorie, les éléments pour les quels on n'admet aucune fissure provoquée par l'action des charges calculées ; b) dans la II-ème catégorie, les éléments dont on admet des fissures normales ou inclinées à ouverture limitée, durant un bref délai, à condition qu'elles soient fermées à coup sûr, sous l'action des charges continues ; c) dans la III-ème catégorie, les éléments pour les quels on admet des fissures à ouverture limitée sous l'action des charges suivant les normes fixées.

Les éléments en béton précontraint appartiennent à toutes les trois catégories, les conditions de contrôle en fonction des catégories de fissurabilité ainsi que les charges desquelles on tient compte dans le calcul en étant les suivantes : lors de l'apparition des fissures — dans la I-ère catégorie, lors de la fermeture des fissures — dans la II-ème catégorie et lors de l'ouverture des fissures — dans la II-ème et III-ème catégorie.

En ce qui concerne les éléments de la I-ère catégorie, on accepte, en général, l'idée d'éviter l'apparition des fissures ou d'admetre modérement leur apparition. Un calcul de l'apparition des fissures sous l'action des charges limite, conformément aux prescriptions soviétiques [4], conduit à une probabilité très réduite de leur apparition. Au contraire, un calcul effectué dans les conditions imposées par les prescriptions FIP-CEB [5] — lors de la décompression sous l'action des charges de service — ne présente aucune garantie que les fissures n'apparaissent pas dans le cas où les charges seront rapprochées de celles calculées et ni n'assure pas leur fermeture au moment où les charges baissent jusqu'au niveau de celles de service.

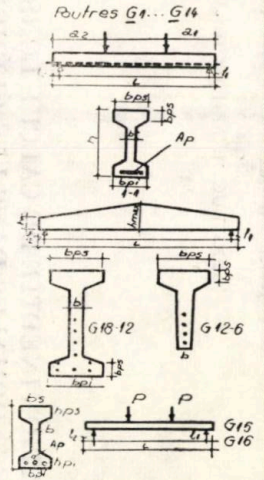
Certaines prescriptions étrangères (CP 110-72, DIN 1 045-72) n'admettent que des contraintes d'extension limitées dans les sections normales ou inclinées du béton, même pour les éléments de la II-ème catégorie, sous l'action des charges de service.

2. Si on considère que les fissures provoquées par diverses causes, comme des tensions initiales provenues du retrait et des variations de température, des efforts accidentels ou par la caractère aléatoire de l'allongement limite du béton, ne peuvent pas être totalement évitées, rien que la vérification au moment de la fermeture des fissures sous l'action des charges de service [6] de la I-ère catégorie n'est pas suffisante sans un calcul lors de l'apparition des fissures normales et inclinées. Un calcul effectué au moment de la fermeture des fissures normales sous charges de service, comme l'on a déjà prévu dans [2], ne présente aucune garantie, entre les limites des probabilités admises, qu'elles se fermeront sous les charges de service. Les essais effectuées [8], [9], sur des poutres précontraintes à armature prétendue

Tableau 1

Programme des essais : poutres avec armatures tendues à l'avance

Poutre	Longueur m	Dimensions de la sections h cm	$b_{ps}=b_{pt}$ cm	h_p cm	b cm	Qualité du béton	Armature tendue qualité	section cm²	μ_p %	Étriers OB 38 ∅/m	section cm²/m	μ_a %	$N_0(t)$	Portée de l'effort tranchant a_1/h	a_2/h	l_1 cm	l_2 cm	Observations
G_1							TBP 9			5 ∅ 8	2,50	0,335	172,0	2,5	2,5			
G_2							24×7∅3	12,0	0,942	3 ∅ 6	0,86	0,114	172,0	2,5	2,8			
G_3										4,5∅ 8	2,25	0,30	183,0	1,5	1,5			
G_4					15					5,5∅12	6,21	0,83	172,5	2,5	2,5			
G_5										4,5∅ 8	2,25	0,30	63,0	2,5	2,5			
G_6										5,5∅12	6,21	0,83	62,9	2,5	2,5			
G_7	920	100	50	20		B400	TBP 12	16,2	1,27	4,5∅ 8	2,25	0,30	155,0	3,5	3,5	15	60	
G_8							18×7∅4			4,5∅ 8	2,25	0,30	154,0	2,5	2,5			
G_9										4,5∅ 8	2,25	0,45	146,0	2,5	2,5			
G_{10}					10				1,91	5,5∅12	6,21	1,245	146,0	2,5	2,5			
G_{11}										5,5∅12	6,21	0,83	153,0	2,5	2,5			
G_{12}							PC 90	39,3	3,08	4,5∅ 8	2,25	0,30	153,0	2,5	2,5			
G_{13}					15					5,5∅12	6,21	0,83	163,0	3,5	3,5			
G_{14}							TBP 12	16,2	1,27	5,5∅12	6,21	0,83	167,0	1,5	1,5			
$G_{18\text{-}12\text{-}7}$	17,70	210	63/54	12	12	B500	TBP 12	21,6	0,93	variable	—	—	254,0	1,30	2,25	15,0		
$G_{18\text{-}12\text{-}2}$	17,70	175	50/35	13	10	B500	PC 90	44,18	2,90	variable	—	—	240,0	1,5	3,2	15,0		
$G_{12\text{-}6}$	11,80	110	40	9	12,5	B500	PC 90	19,63	1,49	variable	—	—	980	3,8		13,0		
G_{15}	9,20	100	50	20	15	B400	4×12∅7	16,21	1,22	5,5∅12	6,21	0,83	176	2,5	2,5	15	60	
G_{16}							4×12∅7	16,21	1,22	4,5∅ 8	2,25	0,3	171	2,5	2,5			



en torons et en barres de grand diamètre PC 90 ont prouvé que la fermeture des fissures normales s'est produite complètement pour des charges plus basses que celles de service. Dans certains cas où les fissures inclinées ont apparu avant que celles normales soient produites (poutres précontraintes soumises aux efforts tranchants importants) et en même temps l'armature tendue des zones marginales a subi un glissement, les fissures normales se sont fermées encore moins. Il ne faut pas négliger ni le fait que l'apparition de certaines fissures normales dans un intervalle assez long de temps peut avoir des conséquences défavorables sur la conservation de l'armature tendue et, en même temps, le développement en temps des fissures peut être accentué sois par le caractère durable des charges, sois par leur répétition.

Par conséquent, on considère que l'inclusion du calcul de la fermeture des fissures normales des éléments appartenant à la I-ère catégorie dans le nouveau normatif roumain STAS 10 107/75 ne représente pas la solution optimum et donc on peut admettre que le projet des Recommandations COMECOM RS 119/74 est plus corect.

3. En considérant que pour les éléments précontraints à armature prétendue le calcul à l'apparition des fissures représente la condition essentielle pour un bon exploit (surtout quand on impose des conditions d'imperméabilité — cas des réservoirs, décanteurs, etc. — ou quand on travaille dans des milieux très corrosifs) on a effectué des essais avec des poutres précontraintes tant à armature prétendue (en torons et barres à grand diamètre PC 90) qu'à armature posttendue. On a essayé en totalité 27 poutres [7], à savoir : a) 16 poutres (marquées par $G_1 \ldots G_{16}$) à armature prétendue, à section double T, de 100 cm de hauteur et de 9,2 m de longueur (fig. 1 et tableau 1) ; b) 8 poutres (marquées par $P_{0A} \ldots P_{8B}$) à armature posttendue [8], à section rectangulaire 15 × 35 cm et de 3,4 m de longueur (fig. 2 et tableau 2) ;

Tableau 2

Programme des essais : poutres avec armature post-tendue

Poutre	Dimensions de la section				Longueur	Armature tendue				Armature nontendue				a/h	l
	h cm	$b_{ps}=b_{pi}$ cm	h cm	$h_{ps}=h_{pi}$ cm	cm	qualité	nr. fils	section cm²	μ_p %	qualité	nr. bars.	section cm²	μ_a %		cm
P_{0A}	35	—	—	15	340	—	—	—	—	B 35	3⌀22	11,4	—	2,15	35
P_{0B}						—	—	—	—	B 35	3⌀22	11,4	—		
P_{4A}	35	—	—	15		Hm 446	4⌀7	1,54	0,396	B 35	3⌀20	9,4	18,05	2,15	35
P_{4B}						LS	4⌀7	1,54	0,396	B 35	3⌀20	9,4	18,0		
P_{6A}	35	—	—	15		Hm 446	6⌀7	2,31	0,595	B 35	3⌀18	8,29	27,35	2,15	35
P_{6B}						LS	6⌀7	2,31	0,595	B 35	3⌀18	8,29	27,3		
P_{8A}	35	—	—	15		Hm 446	8⌀7	3,08	0,79	B 35	3⌀14	4,62	36,6	2,15	35
P_{8B}						LS	8⌀7	3,08	0,79	B 35	3⌀14	4,62	36,6		

c) 3 poutres précontraintes de 12 ... 18 m de longueur, à armature prétendue en torons ou barres de grand diamètre PC 90 dont les caractéristiques sont présentées dans le tableau 1.

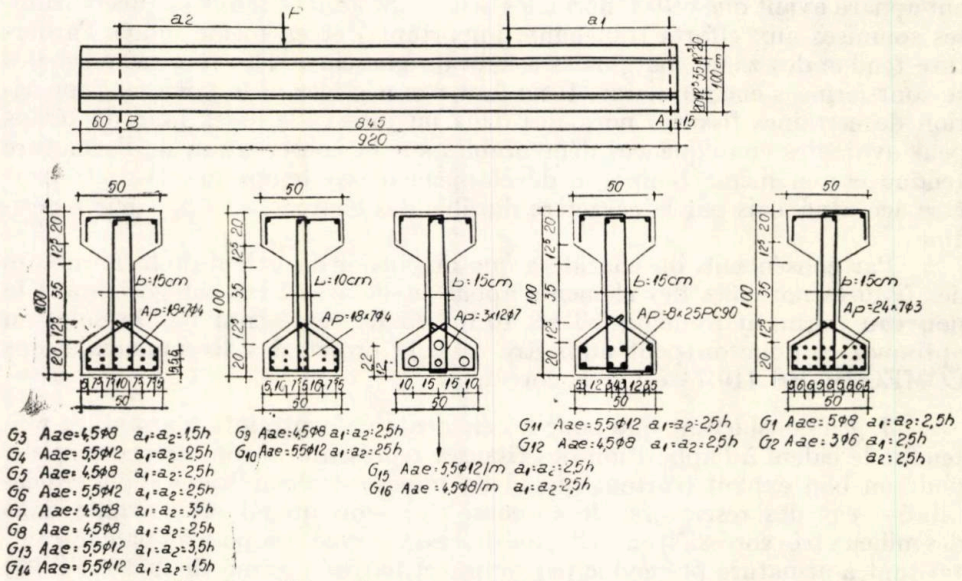


Fig. 1. — Dimensions et armatures des poutres de 9,2 m.

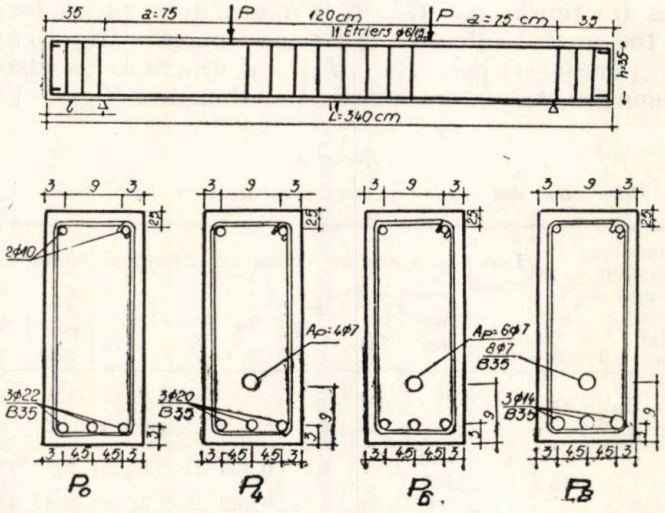


Fig. 2. — Dimensions et armatures des poutres de 3,4 m.

Les paramètres variables qui ont été considérés sont ceux qui influencent sensiblement la fissuration (tableau 3): a) le type et la qualité de l'armature tendue; b) l'intensité de la précontrainte ($\sigma_b = N_{p0}/A_i$); c) la qualité du béton (R_{cub}); d) l'armature longitudinale non-tendue.

Tableau 3

Paramètres variables

Poutre	Armature tendue à l'avance TBP	Armature tendue à l'avance PC 90	Armature tendue Post-tendue	Armature nontendue (passive)	Étriers ∅/m	Étriers μ_e %	$\sigma_b = \frac{N_{pot}}{A_i}$ daN/cm²	Qualité du béton daN/cm²
G_1	24×7∅3	—	—	4∅8	5∅8	0,335	44,7	410
G_2				OB 38	3∅6	0,114	42,0	390
G_3					4,5∅ 8	0,30	39,4	490
G_4					5,5∅12	0,83	38,5	430
G_5					4,5∅ 8	0,30	16,2	390
G_6					5,5∅12	0,83	16,3	415
G_7	18∅7×4	—	—		4,5∅ 8	0,30	37,3	400
G_8				4∅8 OB 38	4,5∅ 8	0,30	34,8	400
G_9					4,5∅ 8	0,45	39,0	460
G_{10}					5,5∅12	1,245	39,5	460
G_{11}	—	8∅25			5,5∅12	0,83	33,7	460
G_{12}	—				4,5∅ 8	0,30	34,3	440
G_{13}	18×7⏀4				5,5∅12	0,83	43,4	360
G_{14}					5,5∅12	0,83	41,5	390
G_{15}	—	—	3×12∅7 +		5,5∅12	0,83	50,2	380
G_{16}			1×12∅5		4,5∅ 8	0,30	50,8	380
P_{4A}			4∅7 Hm 446 LS	3∅20 B 35			28	410
P_{4B}							28,5	390
P_{6A}	—	—	6∅7 Hm 446 LS	3∅18 B 35	6∅6 B 35	0,84	42,0	410
P_{6B}							42,4	400
P_{8A}			8∅7 Hm 446 LS	3∅18 B 35			55,0	415
P_{8B}							56,2	430
$G_{18\text{-}12\text{-}7}$	24×7∅4	—	—	10∅6 OB 38	5∅6 STM	0,15	45	500
$G_{18\text{-}12}$	—	8∅25	—	6∅12 OB 38	5∅8 PC 52	0,35	68	525
$G_{12\text{-}6}$	—	4∅25	—	4∅12 OB 38	5∅6 PC 52	0,25	55,8	550

Des données contenues dans le tableau 3 il en résulte qu'on a essayé un nombre suffisant de poutres pour chaque paramètre pour pouvoir apprécier tant sous rapport qualitatif que sous celui quantitatif l'influence exercée par ceux-ci sur la fissuration dans sections normales.

4. Afin de soutenir certaines propositions de calcul on a vérifié les résultats des épreuves obtenus dans le cadre du programme [6] sur un nombre de 30 poutres de 4,9 m de longueur, à section double T, de 40 cm de hauteur, qui ont été précontraintes à torons TBP, quelques unes ayant aussi de l'armature passive PC 90 (tableau 7, col. 2).

On présente dans les tableaux 4 et 5 les principales données caractéristiques pour la précontrainte des 27 poutres : la contrainte de contrôle σ_{pk} de l'armature (col. 3), les pertes de tensions (col. 4 ... 8), l'effort de précontrainte au transfert N_{p6} (col. 11) et au moment de l'essai $\overline{N}_{p0}$ (col. 12) ainsi que les efforts de précontrainte des fibres des extrémités des poutres résultés du calcul (col. 13, 14) et aussi des essais (col. 15, 16). On présente aussi dans les mêmes tableaux, la résistance cubique du béton à la date de l'essai (col. 17), le module d'élasticité E_b (col. 18) et les valeurs de la résistance à l'extension du béton R_t calculées conformément aux Prescriptions FIP (col. 19), au projet des Prescriptions COMECOM RS 119/74 (col. 20) et conformément au normatif roumain STAS 10 107/75.

5. Conformément au normatif roumain STAS 8 000/1-73 et au projet des Prescriptions RS 119/74, pour le calcul à l'apparition des fissures normales des éléments fléchis on doit utiliser la relation :

$$M_f = W_f R_t + \overline{M}_0^s \tag{1}$$

où

$$\overline{M}_0^s = \overline{N}_{p0}\,(e_0 + r_y) \tag{2}$$

et W_f représente le module de résistance à la fissuration provenu du fléchissement, établi pour les cas courants, avec la relation

$$W_f = \gamma W_0\,. \tag{3}$$

Le coefficient γ dépend exclussivement de la forme de la section transversale de l'élément, ayant des valeurs comprises entre 1,25 et 1,75. Pour obtenir une distribution trapézoïdale des efforts dans le béton, notamment dans la zone comprimée, on propose dans le projet des Prescriptions RS 119/74 la réduction de la distance r_y entre la limite du noyau central, opposée à la bordure tendue de la section et le centre de gravité, de 20%. Ainsi le calcul du moment fléchissant d'apparition des fissures est possible à l'aide de la relation :

$$M_f = W_f R_t + \overline{M}_{01}^s, \tag{4}$$

où

$$\overline{M}_{01}^s = \overline{N}_{p0}(e_0 + 0{,}8\, r_y). \tag{5}$$

Cette manière d'exprimer le terme $W_f R_t$ appartenant aux relations (1) et (4) n'est pas en concordance avec les phénomènes physiques parce que c'est la résistance à l'extension du béton qui subit l'influence de divers paramètres et non pas le module de résistance W_0. Les études expérimentales ont prouvé que la résistance à la fissuration des éléments précontraints fléchis este influencée par l'adhérence du béton à l'armature en présence de l'armature non-tendue, par le pourcentage de l'armature transversale, par l'intensité de la précontrainte, etc. Ces études ont permi la vérification qualitative ainsi que celle quantitative des phénomènes pseudoplastiques qui précèdent la fissuration [8] ; on a abouti à la conclusion que le moment de l'apparition des fissures normales coïncide avec l'apparition dans le béton de certains efforts beaucoup plus grands que la résistance d'extension R_t.

Tableau 4
Contraintes pendant la mise en precontrainte

Poutre	Armature tendue	σ_{pk} daN/cm²	Pertes de précontrainte daN/cm²					Contraintes dans l'armature tendue daN/cm²		Force de précontrainte t		Mise en précontrainte + poids propre				Qualité du béton à l'essai daN/cm²				
												Contraintes calculées daN/cm²		Contraintes expérimentales daN/cm²				Résistance à la traction		
			$\Delta\sigma_\lambda$	$\Delta\sigma_{ri}$	$\Delta\sigma_t$	$\Delta\sigma_{rt}$	$\Delta\sigma_{\varphi t}$	σ_{p0}	$\bar{\sigma}_{p0}$	N_{p0}	$\bar{N}_{p0}$	$\sigma_{bi,p}$	$\sigma_{bs,p}$	$\sigma_{bi,p}$	$\sigma_{bs,p}$	R_{cub}	E_b	R_t^{FIP}	R_t^{STAS}	R_t^{COMECM}
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
G_1	24×7∅3 TBP 9	15 650	580	705	—	1 025	500	14 365	12 840	172,0	154,0	—106,3	+14,4	—106,0	+15,0	410	332 000	28,5	26,8	26,45
G_2			580	705	—	895	885	14 365	12 585	172,0	151,0	—101,3	+ 9,5	—106,0	11,4	390	326 000	27,5	26,1	25,7
G_3		12 300	455	545	—	985	1 010	11 000	9 000	183,0	145,6	—106,6	+12,5	—114,0	14,2	490	356 000	32,5	29,8	29,3
G_4			500	545	625	695	1 160	10 630	8 725	172,5	141,5	—105,8	+15,4	—116,0	16,8	430	336 000	29,5	27,6	27,25
G_5		4 850	330	≈0	625	≈0	130	3 900	3 770	63,0	60,5	—30,8	— 1,75	— 35,9	16,5	390	326 000	27,5	26,1	25,7
G_6	18×7∅4 TBP 12		330	≈0	625	≈0	256	3 895	3 640	63,0	59,6	— 32,3	— 1,00	— 38,3	1,33	415	333 000	28,75	27,0	26,65
G_7		11 000	340	495	625	476	700	9 540	8 365	155,0	135,5	—931,5	+ 9,40	— 95,0	9,95	400	330 000	28,0	26,4	26,0
G_8			400	495	625	665	915	9 480	7 900	154,0	128,0	— 96,8	+15,3	— 99,9	15,0	400	330 000	28,0	26,4	26,0
G_9		9 650	360	285	—	285	655	9 005	8 345	146,0	135,0	— 95,1	+13,8	—101,0	15,5	460	344 000	31,0	28,8	28,25
G_{10}			360	285	—	390	800	9 000	8 200	146,0	133,0	— 98,8	+15,15	—110	17,2	460	344 000	31,0	28,8	28,25
G_{11}	8∅25 PC 90	4 180	175	105	—	240	455	3 900	3 310	153,0	130,5	— 82,2	+ 7,4	— 86,0	69	460	344 000	31,0	28,8	28,25
G_{12}			175	105	—	235	490	3 900	3 280	153,0	129,0	— 87,4	+11,6	— 89,5	11,85	440	338 000	30,0	28,0	27,55
G_{13}	18×7∅4 TBP 12	11 200	105	380	400	555	440	10 290	9 700	167,0	167,0	—103,6	+15,7	—108,5	15,7	360	314 000	26,0	24,8	24,5
G_{14}			105	380	400	610	605	10 315	9 480	167,0	167,0	—102,3	+16,8	—111,0	17,9	390	326 000	27,5	26,1	25,7

$$R_{t_1}^{STAS} = 0{,}57 \sqrt[3]{\bar{R}_c^2} \qquad \bar{R}_c = (0{,}87 - 0{,}0002 R_{cub})\ R_{cub}\ ;$$

$$R_{t_1}^{FIP} = 8{,}0 + 0{,}05\ R_{cub}\ ;$$

$$R_{t_2}^{COMECOM} = (0{,}51 - 0{,}0001 R_{cub}) \sqrt[3]{R_{cub}^2}.$$

Tableau 5
Contraintes pendant la mise en précontrainte

Poutre	Armature tendue	σ_{pk} daN/cm²	Pertes de tension daN/cm²					Contraintes dans l'armature tendue daN/cm²		Force de précontrainte *t*		Contrainte dans le béton due a la mise en précontrainte daN/cm²				Qualité du béton à l'essai daN/cm²				
																		Résistance a la traction		
			$\Delta\sigma_\lambda$	$\Delta\sigma_{ri}$	$\Delta\sigma_t$	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{\varphi t}$	σ_{p0}	$\bar{\sigma}_{p0}$	N_0	$\bar{N}_0$	σ_{bi}^{calc}	σ_{bs}^{calc}	σ_{bi}^{exp}	σ_{bs}^{exp}	R_{cub}	E_b	R_t^{FIP}	R_t^{STAS}	$R_t^{COMECOM}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
P_{4A}	4 4∅ Hm 446	13 220	1 500	—	—	880	455	11 720	10 385	18,05	15,95	— 60,17	+ 0,77	— 58	+ 38	410	332 000	28,75	26,8	26,4
P_{4B}	LS	13 180				820	350	11 680	10 510	18,0	16,2	— 60,0	+ 0,76	— 59,7	+ 6,64	390	326 000	27,5	261	25,7
P_{6A}	6∅7 Hm 446	12 795	975	—	—	825	600	11 820	10 340	27,3	24,0	— 92,0	+ 4,7	— 92,5	+ 9,9	410	322 000	28,75	268	26,4
P_{6B}	LS	12 785				830	550	11 810	10 430	27,25	24,2	— 92,0	+ 4,7	— 101	+ 8,25	400	330 000	28,0	264	26,0
P_{8A}	8∅7 Hm 446	12 875	1 000	—	—	1 060	850	11 875	9 965	36,6	30,7	— 138	+ 14,2	— 133	+ 25	415	333 000	28,8	27,0	26,6
P_{8B}	LS	12 875				925	770	11 875	10 180	36,6	31,4	— 138	+ 14,2	— 141	+ 18,2	430	336 000	29,5	27,6	27,25
G_{15}	fascicole	128 000	1 400	Δσ 275	$\Delta\sigma_s$ 310	600	760	10 625	9 265	176,3	149,7	116,6	23,6	118,1	+ 29,0	380	322 000	27,0	25,7	25,3
G_{16}	3×12∅7 1×12∅8	13 400	1 400	$\Delta\sigma_f$ 275	$\Delta\sigma_s$ 310	1 060	1 020	12 090	10 010	171,2	142,3	102,3	10,7	96,5	+ 134	380	322 000	27,0	25,7	25,3
$G_{18\text{-}12\text{-}7}$	24×7∅4 TBP 12	13 600	600	615	625	795	1 500	11 760	9 465	254,0	205,0	— 140,5	+ 16,6	140,5	+ 16,6	500	360 000	33,0	30,2	29,6
$G_{18\text{-}12\text{-}2}$	9∅25 PC 90	5 700	130	135	—	380	560	5 435	4 495	240,0	195,0	— 167,5	+ 11,65	167,6	+ 11,65	525	365 000	34,2	31,0	30,5
$G_{12\text{-}6}$	4∅25 PC 90	5 330	195	135	—	320	560	5 000	4 100	98,0	80,6	— 145,3	+ 25,3	145,3	25,3	550	370 000	35,5	31,8	31,3

Tableau 6

L'apparition des fissures normales

Poutre	Armature tendue		Etriers ∅/m	$M_f = W_f R_t + \bar{M}_0^s$ tfm avec $\bar{M}_0^s = N_0(e_0 + r_y)$: M_{f_1} avec R_{t_1}	M_{f_2} avec R_{t_2}	M_{f_3} avec R_{t_3}	avec $\bar{M}_{0_1}^s = \bar{N}_0(e_0 + 0{,}8\, r_y)$: M'_{f_2} R_{t_2}	M'_{f_3} R_{t_3}	$M_f^* = W_0 R_t^* + \bar{M}_0^s$ tfm : K	R_t^* avec R_{t_2}	$\bar{M}_0^s$	M_f^*	M_f expérimentale tm	Les rapports M_f^{exp}/M_f^{calc} : $\frac{M_f^{exp}}{M_{f_1}}$	$\frac{M_f^{exp}}{M_{f_2}}$	$\frac{M_f^{exp}}{M_{f_3}}$	$\frac{M_f^{exp}}{M'_{f_2}}$	$\frac{M_f^{exp}}{M'_{f_3}}$	$\frac{M_f^{exp}}{M_f^*}$
1	2		3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
G_1	Armature tendue à l'avance	TBP 9	5 ∅ 8	124,5	122,5	121,9	115,3	114,7	1,1	33,97	88,5	117,2	120,0	0,965	0,980	0,885	1,04	1,045	1,025
G_2		24×7∅3	3 ∅ 6	126,4	124,5	124	116,7	116,6	1,1	32,9	888	118,7	122,1	0,968	0,983	0,987	1,045	1,048	1,035
G_3			4,5 ∅ 8	127,2	123,8	123,1	116,8	116,1	1,1	36,7	835	116,5	113,0	0,888	0,913	0,920	0,968	0,975	0,975
G_4			5,5 ∅ 12	117,7	115	114,7	107,8	107,5	1,1	34,25	80,25	109,05	110,0	0,935	0,958	0,961	1,020	1,025	1,010
G_5		TBP 12	4,5 ∅ 8	71,7	69,6	69,3	66,6	66,3	1,1	303	34,9	61,8	70,3	0,980	1,010	1,015	1,05	1,06	1,140
G_6		18 × 7 ∅ 4	5,5 ∅ 12	71,2	69	68,5	66,4	65,9	1,1	31,3	34,5	61,1	65,5	0,920	0,950	0,957	0,987	0,994	1,075
G_7			4,5 ∅ 8	117,2	115,1	114,6	108,1	107,7	1,1	32,7	80,0	109	112,5	0,960	0,977	0,984	1,04	1,045	1,035
G_8			4,5 ∅ 8	108	106,7	106,2	101,2	100,7	1,1	32,48	74	100,8	107,7	0,997	1,010	1,015	1,065	1,070	1,070
G_9			4,5 ∅ 8	119	116,2	115,6	110,1	109,4	1,1	35,6	80,7	110,6	114,0	0,958	0,980	0,988	1,035	1,045	1,030
G_{10}			5,5 ∅ 12	118	115	114,6	109,2	108,4	1,1	3 565	80,5	109,2	115,0	0,975	0,998	1,005	1,055	1,065	1,055
G_{11}		PC 90	5,5 ∅ 12	115,7	112,7	111,8	106,0	105,1	1,1	40,87	72,7	110,4	124,0	1,070	1,100	1,105	1,17	1,18	1,120
G_{12}		8 ∅ 25	4,5 ∅ 8	115,5	112,8	112,2	105,8	105,2	1,1	3 983	75,0	110,3	101,0	0,875	0,895	0,900	0,955	0,965	0,920
G_{13}		TBP 12	5,5 ∅ 12	126,8	125,2	124,8	117,7	107,3	1,1	31,67	93,0	120,4	124,2	0,980	0,994	0,997	1,050	1,060	1,035
G_{14}		18 × 7 ∅ 4	5,5 ∅ 12	125,5	123,8	123,1	116,5	115,5	1,1	32,85	89,8	118,3	124,0	0,988	1,002	1,007	1,065	1,075	1,050
$G_{18\text{-}12}$		TBP 12 24 × 7 ∅ 4	10 ∅ 10	421	411,0	409	390	388	1,1	42,0	30,3	403	426	1,010	1,035	1,042	1,09	1,095	1,060
$G_{18\text{-}12}$		PC 90 8 ∅ 25	2× 10 ∅ 8	291,7	285	284	268	267	1,3	49,4	22,0	289,3	318,7	1,095	1,119	1,122	1,19	1,195	1,110
$G_{12\text{-}6}$		PC 90 4 ∅ 25	10 ∅ 8	75,7	73,2	73,0	70,3	70,1	1,3	46,8	51,7	69,8	73,76	0,997	1,005	1,012	1,05	1,055	1,050
P_{4A}	Armature post-tendue	4 ∅ 7	5 ∅ 6	4,41	4,27	4,24	4,04	4,01	0,8	30,8	2,33	3,60	4,014	0,912	0,942	0,948	0,992	1,055	1,125
P_{4B}		Hm 446		4,36	4,26	4,23	3,86	3,83	0,8	30,05	2,37	3,61	3,94	0,907	0,925	0,932	1,02	1,03	1,090
P_{6A}		6 ∅ 7		5,53	5,41	5,37	5,07	5,03	0,8	31,4	3,48	4,72	4,954	0,896	0,918	0,925	0,98	0,988	1,055
P_{6B}		Hm 446		5,52	5,41	5,38	5,17	5,14	0,8	30,94	3,51	4,77	4,854	0,881	0,898	0,905	0,94	0,948	1,020
P_{8A}		8 ∅ 7		6,20	6,09	6,06	5,74	5,71	0,8	30,3	4,35	5,46	5,434	0,878	0,894	0,898	0,948	0,954	1,000
P_{8B}		Hm 446		6,38	6,25	6,23	5,85	5,82	0,8	310,2	4,48	5,64	5,68	0,89	0,910	0,914	0,973	0,980	1,005
G_{15}		Cables	5,5 ∅ 12	123	121,3	120,9	114,5	114,1	1,1	41,3	24,2	109,9	100,5	0,820	0,830	0,835	0,88	0,883	0,930
G_{16}		4 × 12 ∅ 7	4,5 ∅ 8	112,4	110,8	110,3	104,8	1 043	1,1	38,3	24,7	100,0	102,8	0,915	0,928	0,934	0,983	0,988	1,030

Tableau 7

L'apparition des fissures normales poutres „INCERC" de 4,9 m [6]

Poutre	Armature tendue		Etriers ∅/m	$M_f = W_f R_t + \bar{M}_0^s$ tfm avec $\bar{M}_0^s = \bar{N}_0(e_0 + r_y)$: M_{f_1}	M_{f_2}	M_{f_3}	$M_f^* = W_0 R_t^* + \bar{M}_0^s$: K	R_t^* avec R_{t_2}	$\bar{M}_0^s$	M_f^*	M_f experimentale tfm	Les rapports M_f^{exp}/M_f^{calc} : $\frac{M_f^{exp}}{M_{f_1}^{calc}}$	$\frac{M_f^{exp}}{M_{f_2}}$	$\frac{M_f^{exp}}{M_{f_3}}$	$\frac{M_f^{exp}}{M_f^*}$
1	2		3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
G_3	Armature tendue à l'avance	TBP 12 3 × 7 ∅ 4	3 ∅ 6 OB 38	8,76	8,61	8,58	1,1	35,8	6,49	8,31	9,07	1,035	1,050	1,060	1,090
G_7				9,16	8,96	8,92	1,1	38,15	6,69	8,63	9,78	1,065	1,090	1,095	1,135
G_8				8,91	8,72	8,67	1,1	37,95	6,44	8,37	9,90	1,110	1,135	1,145	1,190
G_9				8,88	8,70	8,66	1,1	36,78	6,49	8,36	10,40	1,117	1,195	1,205	1,250
G_{10}				8,89	8,71	8,67	1,1	36,9	6,50	8,38	9,90	1,115	1,135	1,145	1,180
G_{13}			5 ∅ 6 OB 38	8,77	8,57	8,53	1,1	37,8	6,30	8,20	9,66	1,100	1,125	1,135	1,175
G_{14}				8,68	8,48	8,44	1,1	37,16	6,21	8,10	9,66	1,115	1,140	1,145	1,195
G_{15}				8,57	8,48	8,44	1,1	36,16	6,21	8,05	9,40	1,095	1,110	1,115	1,170
G_{20}			5 ∅ 8 OB 38	7,56	7,35	7,31	1,1	37,15	5,06	6,95	7,52	0,995	1,025	1,030	1,080
G_{31}				8,17	8,07	8,04	1,1	30,2	5,89	7,48	8,12	0,993	1,000	1,010	1,085
G_{33}			3 ∅ 8 OB 38	8,45	8,33	8,29	1,1	32,5	5,96	7,67	7,76	0,920	0,932	0,938	1,025
G_{35}				7,98	7,81	7,79	1,1	33,14	5,35	7,19	8,12	1,015	1,040	1,045	1,130
G_{41}		2 TB 12 + 1 PC 90 ∅ 16	5 ∅ 8	9,26	8,89	8,85	1,1	40,02	5,89	8,00	8,62	0,932	0,972	0,977	1,075
G_{42}				6,87	6,69	6,65	1,1	34,33	4,12	5,92	6,17	0,900	0,923	0,928	1,045
G_{46}				6,80	6,62	6,58	1,1	34,43	4,05	5,85	6,12	0,900	0,925	0,932	1,050
G_{47}		3 TBP 12 + 2 PC 90 ∅ 18	5 ∅ 6	9,86	9,41	9,36	1,1	45,1	6,22	8,58	7,62	0,873	0,810	0,815	0,890
G_{48}				10,06	9,61	9,56	1,1	45,18	6,42	8,79	8,85	0,880	0,922	0,928	1,010
G_{49}				8,80	8,64	9,60	1,1	36,0	6,16	8,05	7,62	0,868	0,883	0,887	0,950
G_{50}				8,62	8,46	8,42	1,1	35,77	5,98	7,86	7,60	0,785	0,905	0,910	0,970
G_{51}				9,90	9,42	9,39	1,1	43,75	6,22	8,52	8,20	0,880	0,870	0,875	0,965
G_{52}				9,64	9,18	9,13	1,1	45,47	5,96	8,31	8,82	0,865	0,908	0,913	1,008
G_{57}		1 TBP 12 + 2 PC 90 ∅ 16	5 ∅ 6	5,11	4,90	4,84	1,1	35,26	2,22	4,07	3,62	0,710	0,740	0,750	0,890
G_{58}				5,11	4,90	4,84	1,1	35,26	2,22	4,07	3,14	0,615	0,640	0,650	0,775
G_{61}				4,56	4,40	4,35	1,1	35,3	4,33	4,02	4,02	0,883	0,915	0,925	1,000
G_{62}				6,84	6,63	6,59	1,1	39,0	5,01	6,31	7,07	1,035	1,065	1,075	1,120
G_{64}		2 TBP + 1 PC 90 ∅ 20		7,53	7,31	7,27	1,1	38,3	5,35	6,96	7,07	0,940	0,965	0,973	1,015
G_{65}		3 TBP 12	5 ∅ 8	8,49	8,35	8,31	1,1	32,17	5,35	7,41	8,29	0,977	0,993	0,998	1,120
G_{66}				4,45	4,31	4,27	1,1	28,35	1,81	3,48	4,29	0,965	0,995	1,005	1,250
G_{67}		1 TBP 12 + 2 PC 90		4,80	4,61	4,57	1,1	33,18	1,95	3,77	4,29	0,895	0,930	0,940	1,140
G_{68}		2 TBP 12 + 1 PC 90		6,81	6,64	6,60	1,1	31,0	3,98	5,67	6,29	0,925	0,948	0,955	1,110

6. Sur la base des résultats expérimentaux obtenus sur un lot de 55 poutres (tableaux 6 et 7) dans le cadre des programmes [7] et [6], on propose pour le calcul du moment fléchissant d'apparition des fissures normales, la relation :

$$M_f^* = W_0 R_t^* + \overline{M}_0^s \,, \tag{6}$$

où $\overline{M}_0^s$ est donné par (2), W_0 est le module de résistance dans la condition d'élasticité et R_t^* représente une résistance „apparente" d'extension du béton, exprimée par

$$R_t^* = (k + 10\,\mu_a)R_t + 0{,}1\,\sigma_{bx}. \tag{7}$$

Celle-ci inclue l'influence des facteurs qui exercent une certaine action sur l'apparition des fissures normales, à savoir : la qualité de l'armature tendue et l'adhérence (K), l'intensité de la précontrainte ($\sigma_{bx} = N_{p0}/A_i$), la présence de l'armature non-tendue longitudinale, dénommée aussi passive (μ_a).

On a déterminé pour le coefficient K les valeurs suivantes :

$K = 1{,}1$ — pour l'armature prétendue en torons TBP ;

$K = 1{,}3$ — pour l'armature prétendue en barres de grand diamètre PC 90 ;

$K = 0{,}8$ — pour l'armature posttendue en faisceaux.

Le normatif roumain STAS 10 107/75 a proposé pour la résistance d'extension du béton, R_t, de la rélation (7), l'expression

$$R_t = 0{,}57\sqrt[3]{\overline{R}_c^2}, \tag{8}$$

où

$$\overline{R}_c = (0{,}87 - 0{,}0002\,R_{\text{cub}})R_{\text{cub}}. \tag{9}$$

Dans les tableaux 6 et 7, qui contiennent les résultats expérimentaux obtenus, on donne les valeurs du moment fléchissant de l'apparition des fissures normales calculées à l'aide de la relation (1) (col. 4...6), de la relation (4) (col. 7, 8) et de la relation (6) (col. 12). Pour les relations (1) et (4) on a utilisé les valeurs R_t proposées par les Prescriptions FIP (R_{t1}), par le STAS 10 107/75 (R_{t2}) et par le projet RS 119/74 (R_{t3}).

La colonne 13 contient les valeurs expérimentales du moment fléchissant d'apparition des fissures normales et les colonnes 14...19, les valeurs du rapport $M_f^{\text{exp}}/M_f^{\text{calc}}$.

7. L'étude des rapports ci-dessus, qui ont été calculés pour toutes les 55 poutres (tableaux 6 et 7), met en évidence les aspects suivants :

1° La valeur moyenne du rapport $M_f^{\text{exp}}/M_f^{\text{STAS}}$ est de 0,954 (pour des valeurs comprises entre 0,64 et 0,99) pour un nombre de 37 épreuves. Toutes ces valeurs étant inférieures à l'unité, il en résulte que la probabilité de l'apparition des fissures normales est beaucoup plus grande que celle qui est acceptée. Des valeurs plus basses sont enregistrées pour les poutres à armature posttendue et pour celles qui ont hormis l'armature tendue, une armature passive, ce qui prouve que la rélation (1) n'exprime pas assez correctement l'influence de certains paramètres.

2° En utilisant pour le calcul de M_f la relation (4) où r_y devient de 20% plus réduit, conformément à la proposition [9], il résulte pour M_f^{exp}/M_{f2} des valeurs plus recouvrantes, comprises entre 0,94 et 1,19, la valeur moyenne en étant 1,03 ; pourtant, pour 10 des 25 poutres (tableau 6) les valeurs sont inférieures à l'unité, mais très approchées de 1.

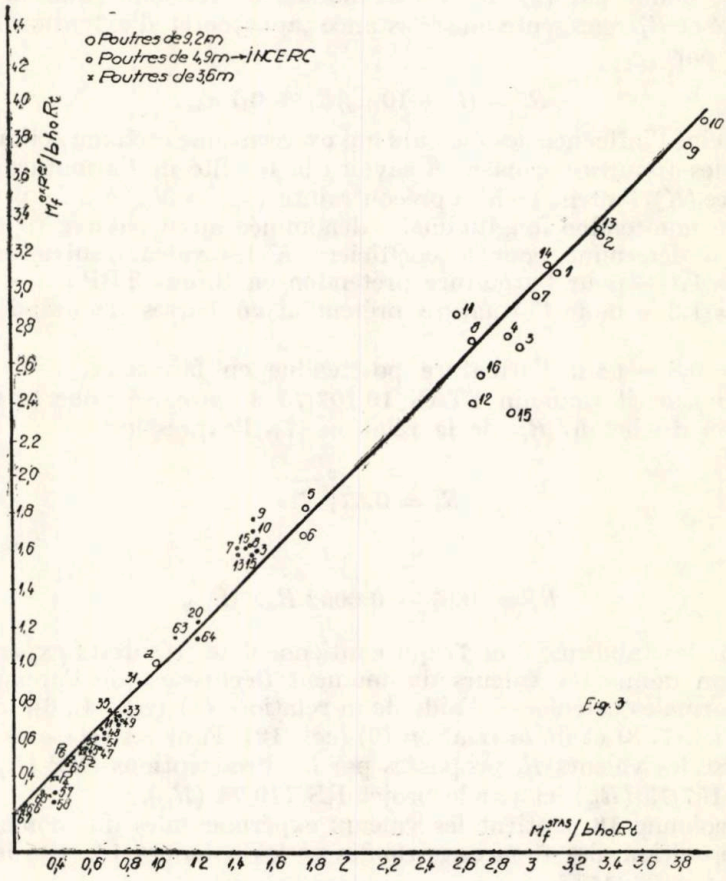


Fig. 3. — Valeurs relatives M_f/bh_0R_t.

3° Le calcul du moment fléchissant d'apparition des fissures M_f à l'aide de la relation proposée (6) conduit à des rapports M_f^{exp}/M_f^* (col. 6,7) ayant des valeurs supérieures à l'unité (comprises entre 0,89 et 1,25), la valeur moyenne étant 1,15, à dissipation réduite. Pour un nombre de 8 des 55 poutres expérimentées on a enregistré des valeurs inférieures à l'unité, ce sont des poutres à armature transversale en quantité réduite, en forme d'étriers ($\mu_t = 0{,}25\%$). Il semble que cette armature transversale exerce une certaine influence sur l'apparition des fissures normales.

4° Pour les poutres de grandes dimensions (9...18 m de longueur, 1 m de hauteur) on obtient des rapports M_f^{exp}/M_f^* ayant des valeurs plus grandés (0,93...1,15) que pour les poutres de dimensions réduites (3,4...4,5 m de longueur, 0,35...0,40 m de hauteur) beaucoup de valeurs en étant inférieures à l'unité (0,89...1,09), ce qui prouve une influence favorable exercée par le facteur d'echelle et la propriété des poutres de grandes dimensions d'être, en général, plus „sûres" [3].

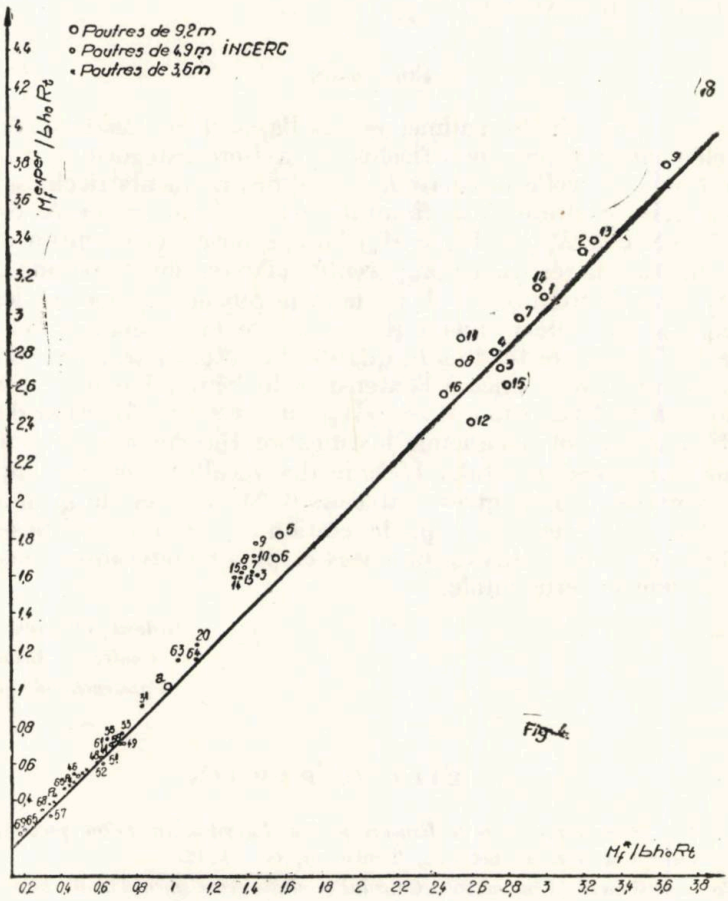


Fig. 4. — Valeurs relatives M_f/bh_0R_t.

Dans la fig. 3 on présente plus suggestivement la comparaison entre les relations de calcul qui sont encore en discussion, (1) et (6), d'une côté et les valeurs expérimentales, de l'autre côté. Les valeurs rélatives M_f/bh_0R_t pour les 55 poutres essayées sont représentées graphiquement, à savoir dans l'ordonné M_f^{exp}/bh_0R_t et dans l'abscisse M_f^{STAS}/bh_0R_t (dans la fig. 3) et M_f^*/bh_0R_t (dans la fig. 4). Les valeurs relatives M_f/bh_0R_t reflètent plus correc-

tement le phénomène parce qu'on tient compte aussi des dimensions de la poutre (bh_0) et de la résistance d'extension du béton (R_t). En utilisant la relation (1) pour M_f, le risque de l'apparition des fissures normales est plus grand que celui qui est accepté : pour 35 des 55 poutres essayées (fig. 3) on obtient des valeurs nonrecouvrantes (au dessous de la ligne continue du graphique). En utilisant pour le calcul de M_f la relation (6), on obtient, au contraire, des valeurs plus recouvrantes (fig. 4) ; ce ne sont que 6 des 55 poutres essayées qui sont situées au dessous de la ligne, elles ont un pourcentage réduit d'armature transversale.

Conclusions

À partir de l'idée de n'admettre pas l'apparition des fissures normales dans les éléments précontraints fléchis de la I-ère catégorie de fissurabilité, on présente une nouvelle manière de calcul des moments fléchissants, en ce cas. La capacité portante à la fissuration du béton, présentée dans [3] et [10] sous forme de $W_f R_t$ (où $W_f = \gamma W_0$) l'on propose d'être exprimée par le terme $W_0 R_t^*$, R_t^* étant la résistance „apparente" à l'extention du béton. La relation proposée est en concordance avec le phénomène physique parce que les paramètres principaux qui y interviennent (l'intensité de la précontrainte, le type et la qualité de l'armature tendue, la qualité du béton, l'armature non-tendue, etc.) influencent la résistance à l'extension du béton. L'emploi d'un module de résistance à la fissuration $W_f = \gamma W_0$, où γ est une fonction de la forme de la section seulement n'a aucune justification théorique et ne peut pas être vérifié par voie expérimentale. L'étude des résultats obtenus, après avoir essayé un nombre de 55 poutres (tableaux 6, 7), surtout de grandes dimensions (9...18 m), confirme le fait que la relation (6), qui a été proposée, conduit à des valeurs de calcul plus rapprochées et plus recouvrantes que celles obtenues par voie expériméntale.

Reçue le 25 juillet 1975

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Béton armé et
Constructions hydrotechniques

BIBLIOGRAPHIE

1. Avram C., *Clase de verificare la fisurare pentru elementele de beton precomprimat.* Conferinţa a V-a de betoane, Timişoara, oct. 1972.
2. * * * *Construcţii civile şi industriale. Calculul şi alcătuirea elementelor din beton, beton arma şi beton precomprimat.* STAS 10 107/75, Buc., 1975.
3. * * * Бетонные и железобетонные конструкции. Руководство по проектированию. P.S.— 119/74.
4. Гвоздев А.А., *О структуре и общих положениях новых норм проектирования конструкции.* Бетон и железобетон, *5*, 1—4 (1974).
5. * * * *Récommandations internationales pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton. Principes et récommandations.* FIP-CEB, mai 1972, Leningrad.
6. * * * *Studiu final de sinteză asupra rezultatelor provizorii ale aplicaţiei propunerilor pentru perfecţionarea metodei de calcul la fisurare,* INCERC, 1975, 4—6.

7. Patraș M., *Contribuții la studiul stărilor limită de fisurare și rezistență, în secțiuni înclinate la elementele precomprimate cu bare groase PC 90 și toroane TBP.* Teză de doctorat, Inst. polit. „Traian Vuia", Timișoara, 1975.

8. Patraș M., Moenaert P., *Recherches sur la fissuration et des différents modes de rupture des éléments précontraints soumis à l'effort tranchant.* Symposium on Plastic Analysis of Structures, Jassy, 6—8 Sept., 1972.

9. Patraș M., *Influența precomprimării asupra capacității portante și fisurarea elementelor încovoiate la acțiunea forțelor tăietoare,* INCERC, Buc., 1974.

10. * * * *Calculul elementelor de beton, beton armat și beton precomprimat. Metoda la stări limită.* STAS 8 000/67, Buc., 1967.

O NOUĂ RELAȚIE DE CALCUL LA APARIȚIA FISURILOR NORMALE ÎN ELEMENTELE PRECOMPRIMATE SOLICITATE LA ÎNCOVOIERE

(Rezumat)

Se prezintă, pe baza rezultatelor experimentale, o nouă relație de calcul a momentului încovoietor de apariție a fisurilor normale în elementele precomprimate încovoiate. Au fost experimentate un număr de 55 grinzi precomprimate dintre care 16 de mari dimensiuni (lungime 9...18 m, înălțime 1,0...2,1 m). Relația propusă,

$$M_f^* = W_0 R_t^* + \bar{M}_0^g,$$

comparativ cu alte relații [3], [10], reflectă mai corect fenomenul fizic, pune în evidență mai bine influența unor parametri de bază (intensitatea precomprimării, tipul și calitatea armăturii tensionate etc.), concordanța dintre valorile de calcul și cele experimentale fiind mai bună.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXI (XXV), Fasc. 3—4, 1975
Secţia V
CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

C. Z. 624.2

CONTRIBUŢII LA CALCULUL HIDRAULIC AL PODEŢELOR TUBULARE

DE

VICTOR ZAVATI şi OLIMPIA MANOLE

1. Dintre construcţiile de artă pentru scurgerea apelor dintr-o parte în alta a terasamentelor, cele mai simple şi cele mai economice sînt podeţele tubulare, frecvent utilizate la lucrările de drumuri şi căi ferate, în cazul debitelor mici de apă.

La executarea podeţelor tubulare dreptunghiulare, cu scurgere liberă, se folosesc tuburi prefabricate din beton sau turnate monolit.

Secţiunea transversală a podeţelor tubulare poate avea diferite forme, cele mai frecvente fiind secţiunile circulare şi dreptunghiulare. În cele ce urmează ne vom ocupa de podeţele cu secţiune dreptunghiulară.

Calculul hidraulic al podeţelor se efectuează considerînd tuburile cu panta longitudinală egală cu cea critică. Folosirea directă a formulelor stabilite pentru calculul debuşeelor podeţelor dalate cu secţiunea de scurgere dreptunghiulară nu este indicată întrucît rezolvarea necesită o serie de încercări de lungă durată.

Ca urmare, în executarea podeţelor tubulare dreptunghiulare se utilizează tuburi avînd un anumit raport între înălţilmea şi lăţimea tubului.

2. În prezent, pentru dimensionarea hidraulică, funcţie de vitezele admisibile, se procedează astfel:

1. Se impune raportul dintre înălţimea şi lăţimea tubului:

$$m = \frac{A}{B} = 1 \ldots 1{,}5, \tag{1}$$

limitele acestuia fiind cele care asigură o scurgere optimă.

2. Se impune gradul de umplere:

$$S_0 = \frac{H_0}{A} \leqslant 0{,}9 \tag{2}$$

pentru a se asigura scurgerea liberă neînnecată sub podeţ, în care

$$H_0 = H + \frac{\alpha v_0^2}{2g}. \tag{3}$$

Se utilizează relaţia critică:

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{\varepsilon^2 \omega_{cr}^3}{B_{cr}}, \tag{4}$$

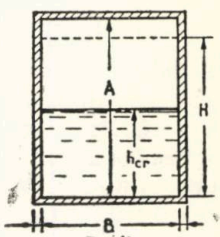


Fig. 1

în care: Q — debitul de calcul, ε — coeficientul de contracţie laterală, ω_{cr} — suprafaţa secţiunii de scurgere a tubului, pentru $h = h_{cr}$, B_{cr} — lăţimea curentului egală cu B, lăţimea tubului dreptunghiular.

În relaţia critică se fac următoarele înlocuiri :

$$\omega_{cr} = Bh_{cr} = \frac{A}{m} h_{cr}, \tag{5}$$

$$B_{cr} = B = \frac{A}{m}. \tag{6}$$

Din calculul deversorilor cu prag lat este cunoscută relaţia :

$$h_{cr} = kH_0 = kS_0A, \tag{7}$$

unde :

$$k = \frac{2\varphi^2}{1+2\varphi^2}, \tag{8}$$

cu φ — coeficientul de viteză ($=1$; 0,9 ; 0,8 ; 0,7) ; deci :

$$\omega_{cr} = \frac{A^2 k S_0}{m}. \tag{9}$$

Prin aceste înlocuiri se obţine relaţia critică de forma :

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{\varepsilon^2 k^3 S_0^3 A^5}{m^2}, \tag{10}$$

din care rezultă expresia de calcul a înălţimii tubului :

$$A^5 = \frac{\alpha Q^2 m^2}{g\varepsilon^2 k^3 S_0^3}, \tag{11}$$

sau :

$$A = \sqrt[5]{\frac{\alpha Q^2 m^2}{g\varepsilon^2 k^3 S_0^3}}. \tag{12}$$

Cunoscînd valoarea înălţimii A, se determină lăţimea podeţului cu relaţia (6).

Procedeul prezentat necesită o serie de calcule destul de laborioase, iar pentru reducerea volumului de lucru s-au întocmit tabele ce cuprind coeficienţi de calcul (k_1, k_2, k_3) funcţie de gradul de umplere a tubului (S_0), de coeficientul de viteză (φ) şi de raportul $m = A/B$. De reţinut că în această situaţie — folosind coeficienţii din tabel — rezolvarea problemei impune o serie de calcule.

3. Pentru a elimina aceste calcule şi a furniza soluţia directă referitoare la determinarea înălţimii tubului, ne-am propus să elaborăm o serie de grafice de calcul operativ, plecînd de la expresia înălţimii (11).

Întrucît expresia (11) cuprinde mai multe variabile (m, S, k şi Q), reprezentarea s-a efectuat în trei cadrane, graficele fiind legate între ele printr-o axă comună. Variabila ε (coeficientul de contracţie laterală) poate lua trei valori : 0,9, 0,8 şi 0,7, după forma intrării curentului de apă sub podeţ şi, în consecinţă, s-au întocmit grafice distincte pentru fiecare valoare a lui ε.

Calculele s-au efectuat pe baza expresiei (11) care, pentru o valoare dată a lui ε şi pentru $\alpha = 1$ devine :

$$A^5 = \frac{Q^2 m^2}{g k^3 S_0^3}, \tag{14}$$

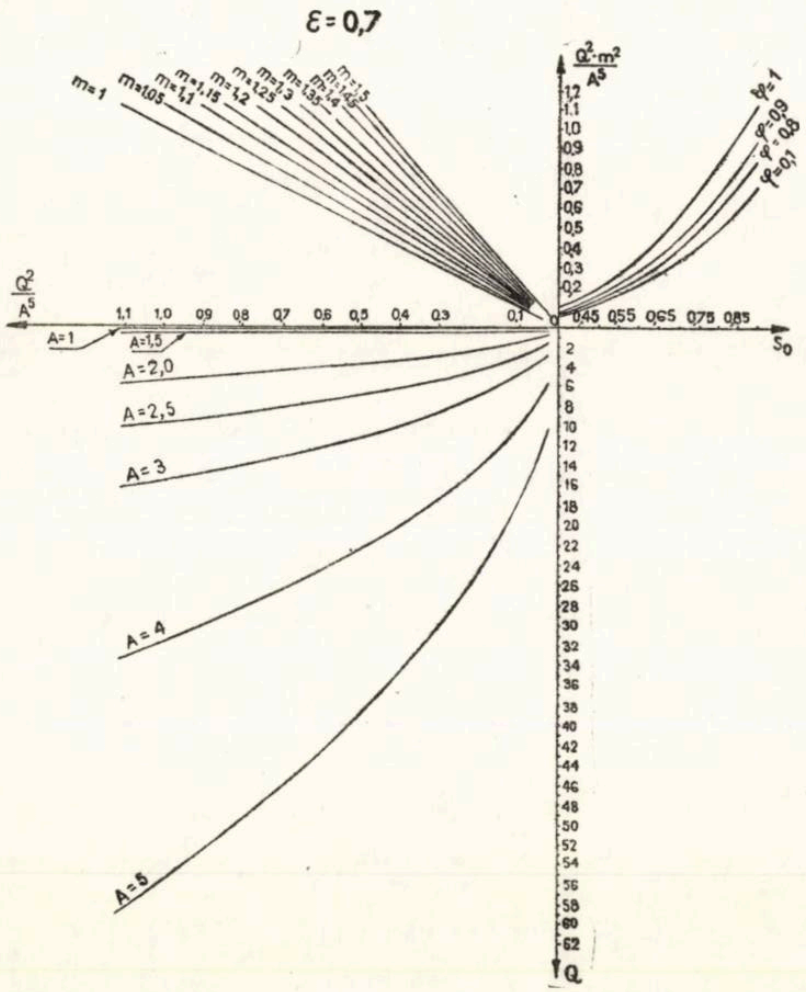


Fig. 2

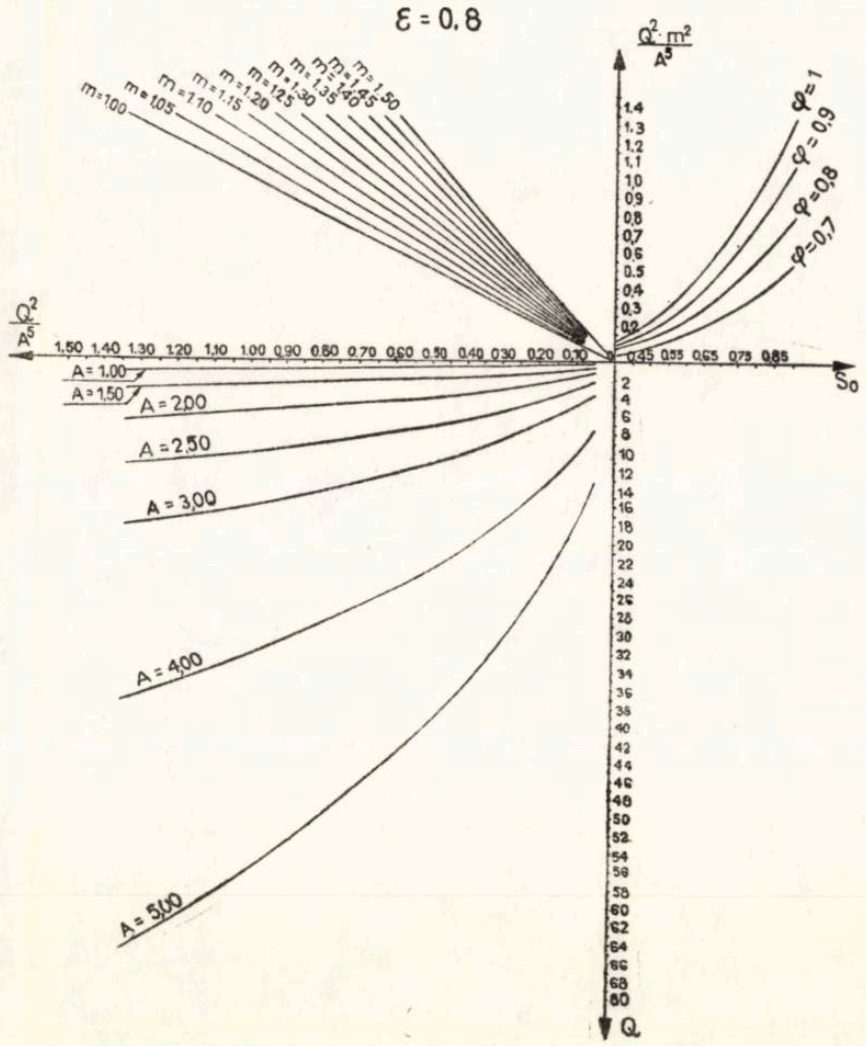


Fig. 3

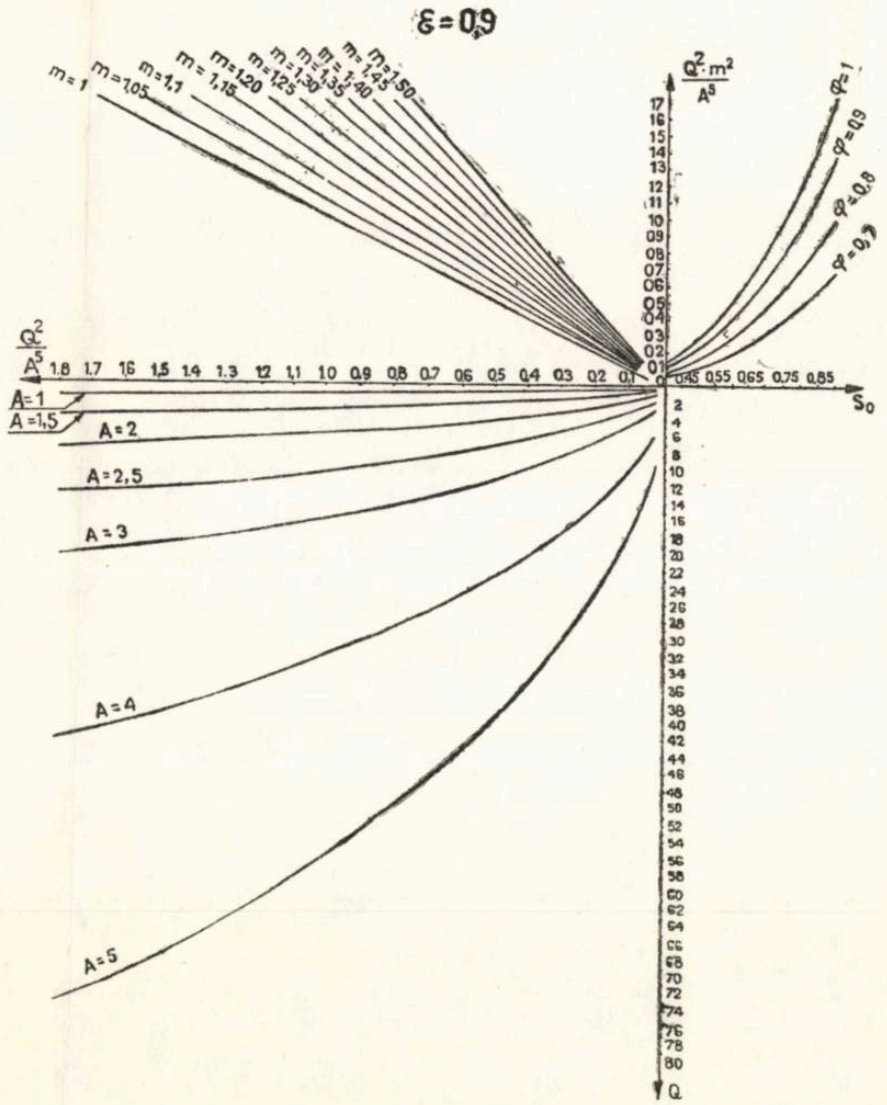
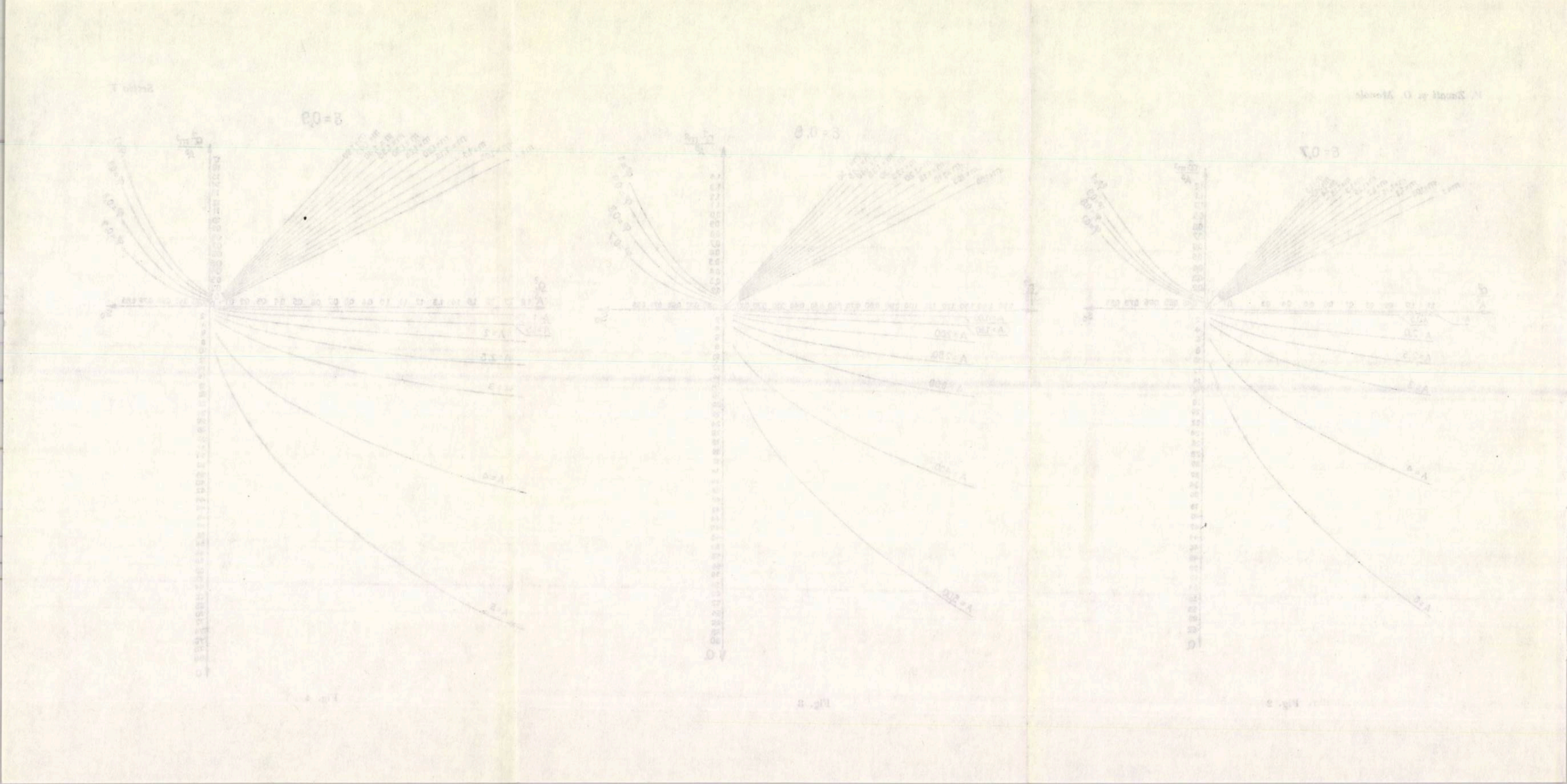


Fig. 4



Tabelul 1

φ	k	S_0	S_0^3	$\frac{Q^2m^2}{A^5}$	$\frac{Q^2}{A^5}=\frac{1}{m^2}$									
					$m=1$	$m=1{,}105$	$m=1{,}1$	$m=1{,}15$	$m=1{,}2$	$m=1{,}25$	$m=1{,}3$	$m=1{,}35$	$m=1{,}4$	$m=1{,}45$	$m=1{,}5$
					$m^2=1$	$m^2=1{,}102$	$m^2=1{,}21$	$m^2=1{,}3225$	$m^2=1{,}44$	$m^2=1{,}562$	$m^2=1{,}69$	$m^2=1{,}8225$	$m^2=1{,}96$	$m^2=2{,}1025$	$m^2=2{,}25$
1	$\frac{3}{2}$	0,4	0,064	0,1190	0,1190	0,1070	0,0983	0,0877	0,0826	0,0761	0,0704	0,0652	0,0607	0,0565	0,0528
		0,45	0,0911	0,1693	0,1693	0,1535	0,1399	0,1280	0,1175	0,1083	0,1001	0,0928	0,0863	0,0805	0,0752
		0,5	0,125	0,2254	0,2254	0,2044	0,1862	0,1704	0,1565	0,1442	0,1333	0,1236	0,1150	0,1072	0,1001
		0,55	0,1663	0,3092	0,3092	0,2804	0,2555	0,2330	0,2147	0,1978	0,1829	0,1696	0,1576	0,1470	0,1374
		0,6	0,216	0,4016	0,4016	0,3642	0,3319	0,3036	0,2788	0,2570	0,2376	0,2203	0,2048	0,1910	0,1782
		0,65	0,2746	0,5106	0,5106	0,4631	0,4214	0,3860	0,3545	0,3267	0,3021	0,2801	0,2605	0,2428	0,2269
		0,7	0,343	0,6378	0,6378	0,5785	0,5721	0,4822	0,4429	0,4081	0,3773	0,3499	0,3254	0,3033	0,2834
		0,75	0,4218	0,7843	0,7843	0,7113	0,6481	0,5930	0,5446	0,5019	0,4640	0,4303	0,4001	0,3730	0,3485
		0,8	0,512	0,9521	0,9521	0,8035	0,7868	0,7199	0,6611	0,6093	0,5633	0,5224	0,4857	0,4528	0,4231
		0,85	0,6141	1,1415	1,1415	1,0353	0,9433	0,8631	0,7927	0,7305	0,6754	0,6263	0,5823	0,5429	0,5073
		0,9	0,729	1,3456	1,3456	1,2204	1,1120	1,0174	0,9344	0,8611	0,7962	0,7383	0,6865	0,6400	0,5980

A	A^5	$m=1{,}00$	$m=1{,}05$	$m=1{,}1$	$m=1{,}15$	$m=1{,}20$	$m=1{,}25$	$m=1{,}30$	$m=1{,}35$	$m=1{,}40$	$m=1{,}45$	$m=1{,}50$
		Q										
1,00	1,000	0,34	0,32	0,31	0,29	0,28	0,27	0,26	0,25	0,24	0,23	0,22
1,50	7,587	0,95	0,90	0,86	0,81	0,79	0,75	0,73	0,70	0,67	0,65	0,63
2,00	32,000	1,95	1,85	1,77	1,67	1,62	1,56	1,50	1,44	1,38	1,34	1,29
2,50	97,650	3,40	3,24	3,09	2,92	2,84	2,72	2,62	2,50	2,43	2,34	2,27
3,00	243,000	5,37	5,12	4,88	4,61	4,48	4,30	4,12	3,98	3,84	3,70	3,58
4,00	1 024,000	11,03	10,51	10,03	9,47	9,18	8,82	8,49	8,17	7,88	7,60	7,35
5,00	3 125,000	19,28	18,36	17,55	16,58	16,07	15,63	14,83	14,20	13,77	13,25	12,25
1,00	1,000	0,41	0,39	0,37	0,35	0,34	0,32	0,31	0,30	0,29	0,28	0,27
1,50	7,587	1,13	1,07	1,03	0,98	0,94	0,91	0,87	0,83	0,80	0,78	0,75
2,00	32,000	2,32	2,21	2,11	2,02	1,93	1,86	1,78	1,72	1,66	1,63	1,55
2,50	97,650	4,06	3,87	3,69	3,53	3,39	3,25	3,12	3,01	2,90	2,80	2,70
3,00	243,000	6,41	6,10	5,83	5,57	5,34	5,13	4,93	4,74	4,57	4,42	4,27
4,00	1 024,000	13,16	12,53	11,97	11,44	10,96	10,53	10,12	9,74	9,40	9,07	8,77
5,00	3 125,000	23,00	21,90	20,90	20,00	19,16	18,39	17,68	17,02	16,41	15,89	15,32
1,00	1,000	0,47	0,45	0,43	0,41	0,39	0,37	0,36	0,35	0,33	0,32	0,31
1,50	7,587	1,30	1,24	1,18	1,13	1,08	1,04	1,00	0,96	0,93	0,90	0,87
2,00	32,000	2,68	2,55	2,44	2,33	2,23	2,14	2,06	1,98	1,92	1,85	1,78
2,50	97,650	4,69	4,46	4,26	4,07	3,90	3,88	3,86	3,47	3,35	3,23	3,12
3,00	243,000	7,40	7,04	6,72	6,43	6,16	5,91	5,69	5,48	5,10	5,10	4,93
4,00	1 024,000	15,19	14,46	13,81	13,20	12,65	12,15	11,68	11,25	10,85	10,47	10,47
5,00	3 125,000	26,54	25,27	24,12	23,07	22,11	21,22	20,40	19,65	18,95	18,32	17,68
1,00	1,000	0,55	0,52	0,50	0,48	0,46	0,44	0,42	0,41	0,39	0,38	0,37
1,50	7,587	1,53	1,45	1,39	1,32	1,27	1,22	1,17	1,13	1,09	1,05	1,02
2,00	32,000	3,14	2,99	2,85	2,73	2,62	2,50	2,42	2,32	2,24	2,16	2,09
2,50	97,650	5,49	5,23	4,99	4,76	4,57	4,39	4,22	4,06	3,92	3,78	3,66
3,00	243,000	8,66	8,24	7,87	7,52	7,22	6,93	6,66	6,41	6,18	5,10	5,78
4,00	1 024,000	17,79	16,94	16,17	15,44	14,86	14,23	13,68	13,17	12,70	12,29	11,86
5,00	3 125,000	31,08	29,60	28,25	26,88	25,90	24,86	23,93	23,02	22,19	21,43	20,76
1,00	1,000	0,63	0,60	0,57	0,55	0,52	0,50	0,48	0,46	0,45	0,45	0,42
1,50	7,587	1,74	1,66	1,58	1,51	1,45	1,36	1,30	1,29	1,24	1,20	1,16
2,00	32,000	3,58	3,41	3,25	3,11	2,98	2,86	2,75	2,65	2,56	2,47	2,38
2,50	97,650	6,26	5,96	5,69	5,44	5,21	5,00	4,81	4,63	4,47	4,31	4,17
3,00	243,000	9,87	9,40	8,98	8,58	8,23	7,90	7,59	7,31	7,05	6,81	6,58
4,00	1 024,000	20,27	19,31	18,40	17,63	16,89	16,22	15,59	15,01	14,51	13,90	13,50
5,00	3 125,000	35,04	33,73	32,20	30,80	29,51	28,33	27,25	26,23	25,29	24,43	23,59
1,00	1,000	0,71	0,68	0,64	0,62	0,59	0,57	0,54	0,52	0,51	0,49	0,47
1,50	7,587	1,97	1,87	1,78	1,71	1,63	1,57	1,51	1,45	1,40	1,35	1,31
2,00	32,000	4,04	3,84	3,67	3,51	1,36	3,23	3,10	2,99	2,87	2,78	2,69
2,50	97,650	7,06	6,72	6,41	6,13	5,88	5,64	5,43	5,22	5,04	4,86	4,70
3,00	243,000	11,13	10,60	10,11	9,68	9,28	8,91	8,56	8,25	7,95	7,68	7,42
4,00	1 024,000	22,90	21,77	20,77	19,80	19,05	18,29	17,58	16,93	16,33	15,76	15,24
5,00	3 125,000	39,94	38,04	36,28	34,74	33,29	31,95	30,72	29,58	28,58	28,53	26,62
1,00	1,000	0,79	0,76	0,72	0,69	0,66	0,63	0,61	0,51	0,57	0,55	0,53
1,50	7,587	2,19	2,09	1,99	1,91	1,83	1,75	1,69	1,62	1,57	1,51	1,46
2,00	32,000	4,51	4,30	4,10	3,92	3,76	3,61	3,47	3,34	3,22	3,11	3,01
2,50	97,650	7,88	7,51	7,17	6,86	6,57	6,31	6,06	5,84	5,63	5,44	5,25
3,00	243,000	12,44	11,85	11,31	10,82	10,37	9,95	9,57	9,22	8,89	8,58	8,29
4,00	1 024,000	25,55	24,33	23,23	22,22	21,29	20,44	19,65	18,92	18,25	17,62	17,08
5,00	3 125,000	44,64	42,51	40,58	38,81	37,20	35,71	34,33	33,06	31,88	30,78	29,75
1,00	1,000	0,88	0,84	0,80	0,77	0,73	0,70	0,68	0,65	0,63	0,61	0,59
1,50	7,587	2,43	2,32	2,21	2,12	2,03	1,95	1,87	1,80	1,74	1,68	1,62
2,00	32,000	5,08	4,77	4,55	4,35	4,17	4,00	3,85	3,71	3,57	3,45	3,33
2,50	97,650	8,75	8,33	7,95	7,60	7,29	7,00	6,78	6,48	6,25	6,03	5,83
3,00	243,000	13,80	13,14	12,54	12,00	11,50	11,04	10,61	10,22	9,80	9,52	9,20
4,00	1 024,000	28,33	26,98	25,76	24,64	23,61	22,67	21,79	20,99	20,24	19,54	18,89
5,00	3 125,000	49,50	47,14	45,00	43,04	41,25	39,60	38,07	36,66	35,35	34,14	33,00
1,00	1,000	0,97	0,92	0,88	0,84	0,81	0,78	0,75	0,72	0,69	0,67	0,65
1,50	7,587	2,68	2,55	2,44	2,33	2,23	2,15	2,06	1,99	1,92	1,85	1,79
2,00	32,000	5,51	5,25	5,01	4,79	4,59	4,41	4,24	4,08	3,94	3,80	3,67
2,50	97,650	9,64	9,18	8,76	8,38	8,03	7,71	7,41	7,14	6,88	6,64	6,42
3,00	243,000	15,21	14,48	13,82	13,22	12,67	12,16	11,69	11,26	10,85	10,48	10,13
4,00	1 024,000	31,22	29,75	28,38	27,15	26,01	24,97	24,01	23,12	22,34	21,50	20,81
5,00	3 125,000	54,54	51,94	49,59	47,43	45,45	43,63	41,95	40,40	38,95	37,61	36,36
1,00	1,000	1,06	1,01	0,97	0,92	0,89	0,85	0,82	0,79	0,76	0,73	0,71
1,50	7,587	2,94	2,80	2,67	2,55	2,45	2,35	2,26	2,17	2,10	2,10	1,96
2,00	32,000	6,04	5,75	5,49	5,25	5,03	4,83	4,64	4,47	4,31	4,16	4,02
2,50	97,650	10,55	10,05	9,59	9,18	8,79	8,44	8,12	7,82	7,54	7,29	7,03
3,00	243,000	16,65	15,86	15,13	14,48	13,87	13,32	12,81	12,33	11,89	11,48	11,10
4,00	1 024,000	34,18	32,55	31,07	29,72	28,49	27,35	26,29	25,32	24,42	23,57	22,70
5,00	3 125,000	59,72	56,87	54,29	51,93	49,77	47,77	45,94	44,24	42,65	41,19	39,81
1,00	1,000	1,16	1,10	1,05	1,00	0,96	0,92	0,89	0,85	0,82	0,80	0,77
1,50	7,587	3,19	3,04	2,90	2,77	2,66	2,55	2,45	2,36	2,28	2,20	2,10
2,00	32,000	6,56	6,24	5,96	5,70	5,46	5,24	5,04	4,86	4,68	4,52	4,36
2,50	97,650	11,46	10,91	10,42	9,96	9,55	9,16	8,81	8,49	8,18	7,90	7,64
3,00	243,000	18,08	17,22	16,43	15,72	15,06	14,29	13,90	13,39	12,91	12,47	12,05
4,00	1 024,000	37,12	35,35	33,74	32,27	30,93	29,69	28,55	27,49	26,51	25,59	24,74
5,00	3 125,000	64,74	61,75	58,77	56,38	54,03	51,87	49,87	48,03	46,31	44,70	43,22

fiind utilizată sub forma:

$$\frac{m^2Q^2}{A^5} = g\,k^3S_0^3. \tag{15}$$

Pentru parametrii S_0, k, m și A s-a operat, în ordine, cu următoarele valori. În primul rînd s-au ales valorile:

$$S_0 = 0{,}4 \ \ldots \ 0{,}95, \ (11 \text{ valori}),$$

$$k = f(\varphi) \text{ pentru } \varphi = 0{,}7 \ \ldots \ 1{,}0, \ (4 \text{ valori}),$$

determinîndu-se patru curbe de legătură, reprezentate în fiecare grafic în cadranul I.

În al doilea rînd s-au folosit valorile

$$m > \frac{A}{B} = 1 \ldots 1{,}5, (11 \text{ valori}),$$

construindu-se curbele din cadranul II.

În al treilea rînd s-au utilizat valorile

$$A = 1 \ldots 5, (7 \text{ valori}),$$

obținîndu-se curbele din cadranul III, care determină înălțimea tubului funcție de debitul de scurgere sub podeț.

Reprezentarea curbelor (în graficele din fig. 2...4) a necesitat un volum mare de calcule, rezultatele fiind întabulate separat pentru cele trei valori ale lui ε, după tabelul model întocmit pentru $\varepsilon = 0{,}8$ (tabelul 1).

4. Modul de folosire al graficelor este următorul:

a) Se introduce pe axa orizontală a cadranului I valoarea gradului de umplere impus (S_0) și se ridică verticala pînă la curba coeficientului de viteză φ ales.

b) Valoarea obținută se transmite din cadranul I în cadranul II printr-o orizontală pînă la intersecția acesteia cu curba lui m impus, iar din punctul determinat se coboară verticala ce trece în cadranul III.

c) Se introduce pe axa verticală a cadranului III valoarea debitului de calcul ce se scurge prin podeț și din acest punct se construiește orizontala pînă ce întîlnește verticala coborîtă din cadranul II. Punctul de intersecție a acestora determină valoarea înălțimii tubului (A). Acest punct poate fi situat pe o curbă corespunzătoare înălțimii standardizate a tubului sau între două curbe, în care caz, pentru A se alege valoarea imediat superioară sau, pentru o dimensionare mai precisă, se aplică interpolarea.

Cunoscînd înălțimea tubului (A), se determină, în continuare, cu ușurință, lățimea (B) folosind relația (1) sub forma:

$$B = \frac{A}{m}.$$

5. În concluzie, se poate aprecia că graficele întocmite simplifică la maximum calculul hidraulic al podeţelor tubulare dreptunghiulare cu scurgere liberă şi permit dimensionarea operativă şi optimă a acestora, funcţie de condiţiile specifice locului de amplasare.

Primită la 23 mai 1975

Institutul politehnic, Iaşi,
Catedra de beton armat şi
construcţii hidrotehnice

CONTRIBUTIONS AU CALCUL HYDRAULIQUE DES PONCEAUX TUBULAIRES

(Résumé)

À partir de la méthode analytique de calcul des ponceaux tubulaires rectangulaires à écoulement libre, qui est assez difficile, on a pu donner la solution graphique directe pour la détermination de la hauteur du tube.

Les diagrammes proposées permettent d'établir la hauteur du tube (A) dans des conditions diverses en donnant toute une série de valeurs aux paramètres initiaux.

Les graphiques permettent aussi d'établir, d'une manière opérative et optimum, les dimensions des ponceaux tubulaires rectangulaires, en simplifiant beaucoup le calcul de ceux-ci.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXI (XXV), Fasc. 3—4, 1975
Secţia V
CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

C. Z. 625.8

MARCAJE ORIZONTALE LA DRUMURI (I)

DE

BENIAMIN WEINSTEIN, GH. GUGIUMAN, DAN POPOVICI şi I. HÎRHUI

1. Introducere

Odată cu creşterea traficului automobil şi în special din cauza vitezelor crescînde ale autovehiculelor s-a impus necesitatea delimitării benzilor de circulaţie şi a folosirii îmbrăcămintii drumului ca suport pentru o serie de inscripţii, semne etc.

Astfel s-a născut semnalizarea rutieră orizontală. Primele încercări s-au făcut în anul 1911 la Wayne Country, Mich. (S.U.A.) [1], cînd s-au realizat marcaje orizontale cu vopsea neagră pe o îmbrăcăminte din beton de ciment.

Cercetările efectuate în diferite ţări asupra culorilor celor mai favorabile pentru marcajele orizontale au condus pînă la urmă la un consens general privind avantajele pe care le prezintă culorile albe şi galbene sau portocalii [2], [3].

Marcajul rutier orizontal trebuie să corespundă următoarelor condiţii : optice, de suprafaţă, de rezistenţă, de dare în exploatare, de economicitate.

Condiţiile optice se referă la :

a) culoare, care trebuie să fie bine definită, net distinctă faţă de cea a îmbrăcămintii rutiere şi să se păstreze nealterată în timp ;

b) strălucire şi reflectabilitate, care trebuie să asigure o bună vizibilitate a marcajului în timpul zilei, respectiv al nopţii ;

c) conturul marcajului trebuie să fie bine precizat [2].

Condiţiile de suprafaţă se referă la rugozitatea semmnalului care trebuie să fie cît mai apropiată de cea a îmbrăcămintii pe care este aplicat, astfel încît porţiunile marcate să nu prezinte pericol de derapare [2].

Condiţiile de rezistenţă se referă la :

a) durabilitatea în timp ;

b) rezistenţa la solicitări normale şi tangenţiale ;

c) aderenţa la îmbrăcămintea pe care este aplicat semnalul ;

d) stabilitatea fizică şi chimică în timp la acţiunea agenţilor atmosferici [4], [5].

Prin *condiţiile de dare în exploatare* se cere o durată cît mai redusă între execuţia marcajului şi darea în circulaţie a drumului marcat.

2. Metode de realizare a marcajelor rutiere orizontale

Metodele folosite pînă în prezent la execuţia marcajelor rutiere orizontale se grupează în trei categorii principale :

a) vopsire ;

b) aplicarea pe suprafaţa îmbrăcămintii prin lipire sau implantare a unor elemente prefabricate : benzi, elemente punctiforme ;

c) turnarea pe suprafaţa îmbrăcămintii sau în lăcaş frezat a unor mixturi colorate [2], [3], [6], [7].

1.1. Vopsirea

Este procedeul cel mai vechi şi cel mai răspîndit de execuţie a marcajelor orizontale[1], [8], [9]. Vopsirea se poate efectua manual — cu pensula sau cu pistolul pneumatic — sau mecanic cu ajutorul maşinilor de marcaj.

Compoziţia vopselelor utilizate este variată avînd la bază uleiuri sau răşini sintetice cu diverşi diluanţi şi un pigment. Tipurile de răşini utilizate conferă în general vopselelor pentru marcaje caracteristici corespunzătoare condiţiilor arătate anterior. Ceea ce le diferenţiază însă este influenţa lor asupra duratei de dare în exploatare a drumului marcat ; astfel vopselele pe bază de răşini gliceroftalice, epoxidice şi poliuretanice necesită un timp de uscare mai mare faţă de vopselele pe bază de cauciucuri sintetice [2], [3].

Dintre pigmenţii folosiţi, rezultate bune s-au obţinut cu bioxidul de titan pentru vopsele albe şi oxizii de crom pentru cele galbene şi portocalii. Pentru vopselele albe a mai fost folosită şi sulfura de zinc care prezintă însă dezavantajul unei rezistenţe reduse la acţiunea razelor solare, ceea ce reduce substanţial durata de serviciu a vopselei respective [2], [3], [6], [7].

Principalele dezavantaje ale vopsirii rezultă din însăşi esenţa procedeului de realizare a marcajului. În primul rînd trebuie menţionată durata scurtă de serviciu, cu implicaţiile acesteia privind stînjenirea circulaţiei, costul de revenire anual ridicat. De asemenea, realizat într-un strat foarte subţire (0,25...0,50 mm) pe o suprafaţă, în fapt lipsită de planeitate, stratul de vopsea este supus unei acţiuni inegale de solicitările complexe ce apar din trafic la nivelul îmbrăcăminţii, rezultînd degradarea sa neuniformă şi respectiv pierderea formei marcajului şi înrăutăţirea condiţiilor optice.

Astfel, calitatea de semnalizare a marcajului prin vopsire este îndeplinită pe o perioadă de timp mult mai scurtă decît durata de serviciu, considerată ea însăşi, destul de redusă (4 ... 12 luni), în funcţie de intensitatea traficului.

1.2. Aplicarea unor elemente prefabricate : benzi şi elemente punctiforme

1.2.1. Benzi. S-au folosit benzi cu grosimea cuprinsă între 1 şi 2,5 mm, din cauciuc cu nisip grăunţos sau policlorură de vinil de diferite culori. La acestea din urmă li se adaugă plastifianţi pentru a le spori elasticitatea la temperaturi scăzute precum şi stabilizatori pentru a menţine rezistenţa răşinii la acţiunea aerului, a apei şi a razelor ultraviolete [2], [3], [6], [7].

Benzile se livrează sub formă de rulouri şi se aplică pe suprafaţa îmbrăcăminţii rutiere cu ajutorul unor cleiuri pe bază de bitum-cauciuc.

Un dezavantaj principal al acestor benzi îl constituie faptul că marginile lor pot fi smulse în cazul unor frînări energice ale vehiculelor iar iarna de utilajele folosite la deszăpeziri [2].

De asemenea suprafaţa lor devine lunecoasă după un interval redus de timp. Durata de serviciu este în medie de 1 ... 4 ani la o circulaţie de peste 2 000 vehicule pe bandă în 24 ore.

1.2.2. Elemente punctiforme. Sub această denumire se înţeleg materialele care sînt puse în operă element cu element, dar care totuşi pot fi considerate ca o linie continuă. Din această categorie fac parte : plăcile şi pavelele din ceramică, beton şi marmură, cuiele metalice şi butonii din materiale plastice.

a) *Plăcile şi pavelele din ceramică.* Sînt constituite din blocuri de formă paralelipipedică sau din plăci pătrate sau dreptunghiulare de ceramică de diferite culori. Pot atinge o rezistenţă la compresiune de circa 1 000 daN/cm^2, au o rezistenţă ridicată la abraziune, sînt compacte, impermeabile, antiacide, sînt rezistente la îngheţ şi prezintă o vizibilitate bună. Trebuie să aibă muchiile şi colţurile rotunjite pentru evitarea aşchierii sub circulaţie.

Sînt folosite în special la marcarea trecerilor pietonale şi se montează pe o fundaţie de nisip sau de beton [2], [3], [6], [7].

b) *Plăcile şi pavelele din beton de ciment.* Se confecţionează din beton de ciment folosind un ciment şi agregate naturale de culoare albă sau deschisă (eventual deşeuri de porţelan). Pavelele se pot realiza cu beton de ciment de culoare deschisă, pe toată grosimea sau numai într-un strat superior de 3 cm, pentru rest folosindu-se un beton de ciment obişnuit.

Culoarea acestora este mai închisă faţă de elementele din ceramică. Domeniul de utilizare şi sistemul de montare sînt aceleaşi ca la elementele din ceramică [2], [6],...,[9].

c) *Plăcile şi pavelele din piatră naturală.* Acestea sînt confecţionate obişnuit din marmură albă şi se folosesc cu bune rezultate prin înglobarea lor în pavaje de piatră şi în îmbrăcămin-ţile din beton de ciment.

Marcajele realizate din plăci de marmură pe fundație din beton de ciment înglobate în îmbrăcămințile asfaltice, constituie punctul de pornire al unor degradări puternice, datorită unei conlucrări nesatisfăcătoare între cele două sisteme de rigidități diferite [10].

d) *Cuie metalice (nituri).* Obținute prin ștanțare sau turnare, cuiele metalice au un cap — elementul de semnalizare și un suport — codiță — pentru fixarea în îmbrăcămintea drumului. Capul, de regulă sub formă de calotă sferică, are diametrul de 100 mm și săgeata în centrul calotei de 12 ... 15 mm. Materialele din care se execută elementul de semnalizare, sînt: oțel inoxidabil (crom-nichel), bronz sau aliaje ușoare, fontă și oțel emailat. Caracteristicile mecanice ale niturilor sînt foarte ridicate iar stabilitatea la agenții climatici, termici, corozivi este bună.

Cuiele metalice prezintă dezavantajul lustruirii rapide prin circulație, devenind lunecoase și provocînd accidente de circulație în special la motociclete [2].

e) *Butoni din material plastic (nituri).* Butonii se realizează dintr-un disc în formă de calotă aplatisată cu diametrul cuprins între 120 și 150 mm, iar săgeata este de 10 ... 12 mm. Ei se confecționează din policlorură de vinil, polietilenă, cauciuc sau diferite rășini sintetice cu pigmenți corespunzători culorii dorite și se lipesc pe îmbrăcămintea rutieră cu ajutorul unor adezivi; pe lîngă adezivi se pot folosi și cuie metalice pentru asigurarea ancorajului. Acești butoni se caracterizează prin rezistență redusă la acțiunile normale și tangențiale ale traficului care se manifestă prin: strivire, fisurare etc., mai ales în cazul trecerilor vehiculelor cu roți ce au bandaje metalice [2].

Durata medie de serviciu este de 2...3 ani pe drumuri cu o circulație de 5 000 vehicule în 24 ore.

1.3. Tratamente superficiale și mixturi colorate

1.3.1. Tratamente superficiale. Marcajele se mai pot executa și prin răspîndirea de criblură albă (de origine naturală sau sintetică) pe suprafața drumului stropită, în prealabil, cu un bitum sau cu o rășină sintetică [11], [12]. Nu conferă însă un marcaj vizibil și sînt ușor murdărite de bitumul care exudează din îmbrăcămintea asfaltică.

1.3.2. Mixturi colorate. În acest caz se folosesc amestecuri alcătuite din: agregate minerale naturale sau sintetice, pigmenți și lianți.

În ceea ce privește lianții aceștia pot fi:

a) amestecuri de bitum cu rășini naturale sau sintetice;

b) bitumuri de culoare deschisă;

c) rășini naturale sau sintetice sau amestecuri de rășini naturale și sintetice [2], [7], ..., [9], [13],...,[19].

În urma experiențelor întreprinse în laborator și pe tronsoane experimentale de drumuri, cercetătorii au ajuns la următoarele concluzii:

a) Folosirea ca lianți a rășinilor naturale sau sintetice (simple sau în amestec) conduce la obținerea de mixturi a căror culoare este foarte clară și distinctă în raport cu îmbrăcămintea drumului [6], [13], [15].

b) Ceilalți lianți, pe lîngă dificultatea de obținere sau pe lîngă murdărirea foarte ușoară a suprafeței mixturilor obținute, prezintă și dezavantajul unor culori șterse ce nu se disting bine de către automobiliști [13].

După comportarea pe care o capătă mixturile prin întărirea liantului, aceste mixturi se clasifică în: mixturi suple și mixturi dure [14].

a) Mixturi duroplaste, la care liantul este alcătuit din rășini lichide și un întăritor iar întărirea durează cîteva zile. Aceste mixturi se comportă nesatisfăcător atunci cînd sînt aplicate pe o îmbrăcăminte asfaltică din cauza diferențelor de rigiditate.

b) Mixturi termoplaste, la care liantul este alcătuit dintr-un amestec de rășini naturale și sintetice și care prezintă proprietăți similare cu cele ale bitumurilor obișnuite, ceea ce face ca mixturile să se întărească imediat după răcirea lor; ele prezintă avantajul unei bune conlucrări cu îmbrăcămintea asfaltică datorită rigidităților apropiate [14].

Metodele folosite la prepararea acestor mixturi sînt cele folosite și la prepararea mixturilor asfaltice obișnuite și anume: metoda la cald și metoda la rece, prima fiind cea mai folosită.

În urma comparării acestor mixturi s-a ajuns la concluzia că mixturile termoplastice prezintă următoarele avantaje:

a) darea imediată în circulație a marcajului, după răcirea mixturii;

b) o bună aderenţă la îmbrăcămintea asfaltică pe care vin aplicate ;

c) o bună conlucrare cu îmbrăcămintea asfaltică datorită capacităţilor de deformare elastică şi plastică apropiate [6], [14].

În ceea ce priveşte modul de aplicare a acestor mixturi se disting două posibilităţi :

1° Pe suprafaţa îmbrăcămin̦ilor existente ; în acest caz grosimea stratului nu trebuie să depăşească 3 mm pentru a nu periclita siguranţa circulaţiei autovehiculelor [19]. Viabilitatea acestor marcaje variază de la 3 ... 4 ani.

2° În îmbrăcămintea drumului şi anume, fie în lăcaşuri obţinute prin introducerea unor tipare sau negative de aceeaşi formă cu cea a viitorului marcaj şi cu aceeaşi grosime, în mixtura asfaltică proaspăt aşternută şi care se scot după terminarea cilindrării, fie în lăcaşuri săpate ulterior execuţiei îmbrăcămin̦ilor asfaltice, cu ajutorul unor maşini care încălzesc suprafaţa asfaltului şi apoi se sapă lăcaşul manual sau mecanic. Ca domeniu de aplicare acestea se recomandă la îmbrăcămin̦ile asfaltice.

Viabilitatea lor este apropiată sau chiar egală cu cea a îmbrăcămin̦ilor asfaltice în care sînt înglobate şi prezintă şi avantajul autoîntreţinerii prin uzură [6], [7], [13],...,[15], [17], [18].

Deoarece metoda de preparare şi aşternere cea mai folosită este cea la cald, limita superioară de temperatură ajungînd la 200°C, se folosesc pigmenţi cu o mare stabilitate la încălzire ca de exemplu : bioxidul de titan şi de crom.

Pentru îmbunătăţirea vizibilităţii marcajelor orizontale pe timp de noapte sau pe ceaţă se folosesc microbile de sticlă, „ochi de pisică" şi substanţe luminiscente [2], [3], [16].

3. Aspecte tehnico-economice în compararea metodelor de realizare a marcajelor

Din analiza situaţiei actuale pe plan mondial se poate afirma că din toate metodele de realizare a marcajelor rutiere vopsirea este cea care ocupă primul loc. Acest fapt se datorează cîtorva avantaje de necontestat : execuţie relativ uşoară, cost de realizare redus, posibilitate de utilizare pe orice tip de îmbrăcăminte.

Celelalte metode, cu excepţia mixturilor termoplastice care au căpătat o anumită extindere, nu au reuşit să se impună datorită faptului că, deşi prezintă unele avantaje, nu reuşesc să înlăture principalele dezavantaje ale vopsirii prezentînd şi unele lipsuri proprii. Un exemplu în acest sens îl constituie costul marcajelor. În tabelul 1 sînt prezentate costurile iniţiale şi cele ce revin pe metrul pătrat şi an pentru cîteva din metodele amintite, la care vopsirea este considerată bază de comparaţie.

Tabelul 1

Costurile marcajelor

Nr. crt.	Felul marcajului	Durate de serviciu	Cost pe m² lei	Cost pe m² şi an lei
1.	Vopsire	4 ... 12 luni	100[1]	100...300
2.	Benzi de materiale plastice aplicate pe suprafaţa îmbrăcămin̦ii	1 ... 4 ani	600[1]	150...600
3.	Elemente punctiforme din piatră	3 ... 4 ani	2 000[2]	500...700
4.	Benzi din mixturi termoplastice	6 ... 8 ani	1 200[1]	150...200

[1]) v. [6] ; [2]) prin asimilare cu preţuri din R. S. România.

Se poate observa că deşi are cea mai mică durată de serviciu vopsirea rămîne totuşi la un cost redus pe m² şi an în raport cu celelalte procedee ajungînd comparabilă doar cu benzile din mixturi termoplastice care prezintă însă un cost de investiţie foarte ridicat.

În ceea ce priveşte comportarea în timp, care reprezintă o sinteză a satisfacerii condiţiilor optice şi de rezistenţă, aceasta este îndeplinită temporar de marcajele realizate prin vopsire datorită uzurii lor rapide, iar de benzile din materiale plastice datorită desprinderii acestora de suprafaţa îmbrăcăminţii, cele mai bune rezultate în acest sens prezentînd benzile din mixturi termoplastice.

Elementele punctiforme din piatră, dealtfel ca şi mixturile duroplaste folosite ca marcaje în îmbrăcămintile asfaltice, prezintă ca principal dezavantaj o slabă conlucrare cu îmbrăcămintea, ceea ce conduce la apariţia unor degradări puternice în zonele de contact.

4. Concluzii

În R.S. România vopsirea constituie de asemenea procedeul curent folosit pentru realizarea marcajelor. Au fost întreprinse şi unele încercări, cum ar fi utilizarea benzilor din materiale plastice, la Bucureşti sau plăci din marmoră albă pentru marcarea traversărilor pietonale în unele oraşe din ţară, care au prezentat însă deficienţele arătate mai sus.

Avînd în vedere aceste rezultate nesatisfăcătoare, precum şi dezavantajele pe care le prezintă vopsirea în realizarea marcajelor, un colectiv de la Institutul politehnic din Iaşi şi-a propus în anul 1968 efectuarea studiilor necesare pentru realizarea unui sistem de execuţie a marcajelor care să răspundă tuturor cerinţelor pe care traficul actual le pune marcajelor rutiere orizontale.

Rezultatele de pînă în prezent a cercetărilor, concretizate prin realizarea unor mixturi termoplastice colorate [20] şi a unor procedee noi de realizare a marcajelor vor fi publicate ulterior.

Primită la 26 martie 1975

Institutul politehnic Iaşi,
Catedra de geotehnică, fundaţii
şi căi de comunicaţii

BIBLIOGRAFIE

1. Hewes L.I., Oglesby C.H., *Highway Engineering.* New York, 1956.
2. * * * Colecţie documentară drumuri, *4* (1965).
3. Iliescu F., Săndulescu P., *Metode moderne de semnalizare pe şosele.* Ed. transp. şi telecom., Buc., 1962.
4. Kirchner S., *Qualitätsgerechts Strassenmarkierungs-material.* Die Straße, *11* (1974).
5. Srinivasan N.S., *Durability of Proad Marking Materials.* J. of the Indian Roads Congress, Twenty-ninth session, August 1966.
6. * * * *Segnaletica stradale orizzontale : criteri di scelta dei materiali e loro installazione.* Le Strade, *1* (1960).
7. * * * *I conglomerati bianchi e i passaggi pedonali.* Asfalti, Bitumi, Catrami, *1* (1963).
8. Broome D.C., *Coloured Road Surfacings.* The Queen's Highway, *2* (1957).
9. Broome D.C., Hope V.L., *L'uso efficace della colorazione nelle pavimentazioni stradali flessibili.* Le Strade, *12* (1963).
10. Hartia C., *Observaţii asupra degradării unor sisteme rutiere de străzi.* Constr. în transp., XVII (1969).
11. Сюный Т. К., *Цветной асфальтобетон.* Изд. Транспорт, М., 1964.
12. Шилакадзе Т. А., *Регулировочные линии из делого известняка*, Абтомобильные дороги, *4* (1971).
13. Simon M., *A szines-aszfalt utburkolati jelzesek.* Méliépités-tudomanyi szemle, XIV, *1* (1964).
14. Tamm M., Walter G., *Erfahrungen mit weissen Markierungsmaterialien im Laboratorium und in der Praxis.* Die Straße, *4* (1967).
15. Raschig F., *Weissasphalt.* Die Bautechnik, *8* (1958).
16. Campbell S.G., *Developments in the Manufacture and Application of Proad and Airfield Markings.* Chemistry a. Industry, *33* (1968).

17. Ewers N., *Grundsätzliches zum Problem „weisser Gussasphalt" für Strassenmarkierungen.* Die Straße, *3* (1967).
18. Malaspina E., *Prove su materiali per segnaletica verticale e orizzontale.* Le Strade, *5* (1959).
19. * * * Al XIV-lea Congres Mondial al Drumurilor Praga, 1971, Tema IV, Raportul *1*, R.F. Germania ; Raportul *2*, Austria, Raportul *3*, Belgia.
20. Weinstein B., Gugiuman G., Popovici D., *Mixtură termoplastică albă pentru marcaje rutiere.* Brevet de invenţie R.S.R., nr. *57 928* (1972).

MARQUAGES HORIZONTAUX POUR LES ROUTES (I)

(Résumé)

On présente le stade actuel de réalisation des marquages routiers horizontaux.

Après la présentation des méthodes de réalisation des marquages on fait une comparaison technique-économique de ces méthodes. La comparaison relève les avantages de l'emploi des mixtures thermoplastiques colorées à l'exécution des marquages sur les revêtements asphaltiques.

On présente ensuite les méthodes employées pour l'exécution des marquages horizontaux sur les routes en R.S. Roumanie et les études effectués dans l'Institut Polytechnique de Jassy, pour la réalisation des mixtures thermoplastiques colorées en vue de leurs utilisation pour les marquages routiers, sur les revètements asphaltiques.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXI (XXV), Fasc. 3—4, 1975
Secţia V
CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

C. Z. 691.3

BETOANE APARENTE COLORATE

DE

C. BRANIŞTE şi FLORENTINA CHIRIAC

I. Introducere

Materialele de construcţii moderne — oţelul şi betonul armat — au fost introduse în practica construcţiilor în scopul de a rezolva probleme tehnice şi nu pe cele artistice. Totuşi în construcţiile de poduri, lucrări hidrotehnice sau industriale, forma exterioară era determinată constructiv şi ca urmare betonul a trebuit să rezolve şi probleme artistice.

Betonul rezolvă problemele artistice ale construcţiilor numai atunci cînd se reuşeşte ca suprafaţa lui să fie o expresie vizibilă a texturii omogene interioare şi betonul devine vizibil, cunoscut sub denumirea de beton aparent.

Astăzi betonul aparent înlocuieşte prin noua sa utilizare materiale de finisare costisitoare, care necesitau pentru punerea lor în operă, mînă de lucru de înaltă calificare şi timp îndelungat.

Elementele de beton aparent sînt rezistente şi mai puţin vulnerabile, se curăţă şi se spală mai uşor.

Betonul aparent permite obţinerea unor efecte artistice foarte variate, dacă sînt valorificate toate posibilităţile ce le oferă prin modelarea suprafeţelor. Efectele de suprafaţă nu trebuie să fie înţelese numai ca joc de umbre şi lumini, dar şi de contraste de culoare, care se pot obţine cu betoane aparente colorate.

De mult timp se urmăreşte colorarea stratului superficial aparent al betonului, dar încercările nereuşite pînă în prezent se datorau atît coloranţilor cît şi metodelor folosite la adăugarea colorantului în beton.

În literatura de specialitate, pentru obţinerea betoanelor aparente colorate se indică următoarele metode : a) colorarea betonului în masă, b) folosirea de agregate colorate, c) tratarea ulterioară cu coloranţi.

Colorarea betonului în masă se poate realiza numai prin adaos de pigmenţi coloraţi, ce trebuie să îndeplinească anumite condiţii : a) să fie rezistenţi la acţiunea luminii, b) să fie rezistenţi la mediul bazic, creat de hidroxidul de calciu ($Ca(OH)_2$), rezultat prin hidratarea cimentului, c) să aibă constanţă de volum , d) să aibă putere mare de colorare, e) să nu producă efervescenţă.

Ţinînd seama de condiţiile ce trebuie să le îndeplinească un pigment pentru a fi colorant, numărul acestor pigmenţi ce poate fi luat în consideraţie este oarecum limitat.

Se folosesc în mod curent substanţe minerale drept coloranţi, în special sub formă de oxizi ca de exemplu : a) culoarea albă — oxidul de titan ; b) culoarea galbenă — oxidul galben de fier ; c) culoarea maro — oxidul de mangan ; d) culoarea roşie — oxidul roşu de fier ; e) culoarea verde — oxidul verde de fier ; f) culoarea albastru - ultramarin, albastru de cobalt ; g) culoarea neagră — negru de fum, oxid negru de fier, negru de mangan.

La adăugarea colorantului în masa betonului se aplică două procedee : a) se amestecă în stare uscată colorantul cu componentele betonului, astfel încît în betonieră are loc un proces asemănător cu cel dintr-o moară cu palete ; b) se amestecă colorantul cu puţină apă pînă cînd toate particulele sînt umezite şi apoi se adaugă în malaxor, deci în masa betonului.

Adaosul de colorant în procente mai mari ca 5%, faţă de ciment, duce la micşorarea rezistenţelor mecanice ale betonului. Diferenţele de nuanţe se pot obţine prin procente variabile de adaos de colorant în masa betonului.

În cazul cînd betonul aparent colorat trebuie să prezinte o coloraţie vie se recomandă folosirea cimentului Portland alb. Dacă se foloseşte cimentul Portland obişnuit trebuie adăugată făină de marmură în ciment pentru a atenua tonul cenuşiu al cimentului.

2. Metoda de lucru

În cele ce urmează se studiază o metodă folosită pentru obţinerea betoanelor aparente colorate, cuprinzînd următoarele faze:

A. S-au confecţionat mai întîi probe de mortar cu latura de 5 cm. În alcătuirea mortarului, la ciment Portland s-a adăugat baritină pentru a atenua culoarea cenuşie a cimentului şi la acest amestec s-a adăugat colorantul în procente variabile de la 1 ... 3%; amestecul bine omogenizat s-a folosit la alcătuirea mortarului cu nisip normal, de consistenţă plastică.

Tabelul 1

Marca cimentului Portland

Nr. crt.	Denumirea probei	Compoziţia mortarului			Rezistenţa la compresiune σ_c	Rezistenţa la tracţiune σ_{tr}
		Ciment Portland	Nisip normal	Apă de amestecare		
		g	g	cm³	daN/cm²	daN/cm²
1	I	500	1 500	160	213	34
2	II	500	1 500	160	300	49

Tabelul 2

Mortare cu adaos 60% baritină şi procent variabil de colorant Sirus orange G.G.L.

Nr. crt.	Denumirea probei	Compoziţia mortarului					Rezistenţa la compresiune σ_c	Rezistenţa la tracţiune σ_{tr}	Culoarea probei
		Ciment Portland	Nisip normal	Baritină	Colorant Sirus orange G.G.L.	Apă			
		g	g	g	%	cm³	daN/cm²	daN/cm²	
1	Martor	500	1 500	300	—	160	570	43	—
2	I	500	1 500	300	0,3	160	640	45	roz deschis
3	II	500	1 500	300	0,5	160	615	41,5	roz deschis
4	III	500	1 500	300	0,7	160	600	42	roz închis
5	IV	500	1 500	300	0,9	160	608	44	roz închis

În tabelul 1 s-au înregistrat datele care permit determinarea mărcii cimentului Portland; din cele două probe de ciment s-a folosit cimentul II, de marcă *P*400 (*P*388). În tabelul 2 sînt redate datele referitoare la compoziţia mortarului cu adaos de 60% baritină raportată la cantitatea de ciment şi s-a luat acest mortar drept martor, pentru obţinerea mortarelor colorate.

Probelor, după 28 de zile li s-au determinat rezistența la compresiune și la tracțiune. Din datele obținute rezultă că adaosul de baritină influențează pozitiv rezistențele mecanice ($\sigma_c = 570$ daN/cm^2, $\sigma_{tr} = 43$ daN/cm^2). Baritina folosită a fost în prealabil bine măcinată (stare coloidală) și apoi s-a adăugat la ciment.

Influența pozitivă a baritinei se explică prin acțiunea sa de coloid liofob din sistem.

La mortarul cu adaus de baritină s-a adăugat colorantul organic Sirus orange G.G.L., în procente variabile de la 0,3 la 0,9% și s-au obținut mortare colorate de la roz deschis pînă la roz închis; în ceea ce privește rezistențele mecanice se constată o creștere față de proba martor, însă o ușoară descreștere pe măsură ce se mărește procentul de colorant.

Tabelul 3

Mortare cu adaos de carbonat bazic de plumb accelerator de priză și colorant Sirus licht rot 4.B.L.

Nr. crt.	Denumirea probei	Compoziția mortarului					Rezistența la compresiune σ_c	Rezistența la tracțiune σ_{tr}	Culoarea probei
		Ciment Portland	Nisip normal	Carbonat bazic de plumb	Colorant	Apă			
		g	g	g	%	cm^3	daN/cm^2	daN/cm^2	
1	Martor	500	1 500	150	—	130	216	29	—
2	I	500	1 500	100	0,1	160	224	29	roșu deschis
3	II	500	1 500	200	0,2	150	220	28	roșu deschis
4	III	500	1 500	300	0,3	120	210	28	roșu închis
5	IV	500	1 500	350	0,4	110	208	28	roșu închis

În tabelul 3 sînt cuprinse datele referitoare la pigmentul alb ceruza (carbonat bazic de plumb), utilizat pentru atenuarea culorii cenușii a cimentului Portland și s-a constatat că mortarul se întărește foarte rapid ceea ce ne-a determinat să-l folosim ca accelerator de priză într-o altă lucrare. Mortarul obținut are rezistențe mecanice mici ($\sigma_c = 216$ daN/cm^2, $\sigma_{tr} = 29$ daN/cm^2) comparativ cu mortarul cu adaos de baritină.

La mortarul cu adaos de carbonat bazic de plumb s-a adăugat colorant organic Sirus licht rot 4 B.L. în procente variabile de la 0,1 % ... 0,4% și s-a obținut un mortar colorat de la roz deschis pînă la roz închis; rezistențele mecanice nu sînt influențate de adaosul colorantului.

În tabelul 4 sînt conținute caracteristicile referitoare la mortarele obținute la fel ca cele din tabelul 2, cu deosebirea că s-a folosit un alt colorant organic, Sirus licht gelb R.G.L., în procente mici (0,2% ... 0,8%); rezistențele mecanice rămîn apropiate de cele ale probei martor, iar culoarea rămîne slab gălbuie.

În tabelul 5 sînt redate valorile caracteristice pentru mortarele identice cu cele din tabelele 2 și 4, cu deosebirea că s-a folosit un colorant galben, obținut în laborator prin calcinarea la 800°C a unui amestec de 70% baritină și 30% litargă. Procentul de adaos a variat de la 2% pînă la 10%, culoarea

Tabelul 4

Mortare cu adaos de 60% baritină şi procent variabil de colorant Sirus licht gelb G.R.L.

Nr. crt.	Denumirea probei	Compoziţia mortarului					Rezistenţa la compresiune σ_c	Rezistenţa la tracţiune σ_{tr}	Culoarea probei
		Ciment Portland	Nisip normal	Baritină	Colorant	Apă			
		g	g	g	%	cm²	daN/cm²	daN/cm²	
1	Martor	500	1 500	300	—	160	570	43	—
2	I	500	1 500	300	0,2	160	560	36	slab galben
3	II	500	1 500	300	0,4	160	550	35	slab galben
4	III	500	1 500	300	0,6	160	550	35	slab galben
5	IV	500	1 500	300	0,8	160	550	35	slab galben

Tabelul 5

Mortare cu adaos de 60% baritină şi procent variabil de colorant galben format prin calcinarea la 800°C a unui amestec de 70% baritină şi 30% litargă

Nr. crt.	Denumirea probei	Compoziţia mortarului					Rezistenţa la compresiune σ_c	Rezistenţa la tracţiune σ_{tr}	Culoarea probei
		Ciment Portland	Nisip normal	Baritină	Colorant	Apă			
		g	g	g	%	cm³	daN/cm²	daN/cm²	
1	Martor	500	1 500	300	—	160	570	43	—
2	I	500	1 500	300	2	160	500	34	slab galben
3	II	500	1 500	300	4	160	560	33	slab galben
4	III	500	1 500	300	6	160	560	33	slab galben
5	IV	500	1 500	300	8	160	535	30	slab galben
6	V	500	1 500	300	10	160	480	25	slab galben

Tabelul 6

Mortare cu adaos de 60% baritină şi procent variabil de colorant albastru de fier

Nr. crt.	Denumirea probei	Compoziţia mortarului					Rezistenţa la compresiune σ_c	Rezistenţa la tracţiune σ_{tr}	Culoarea probei
		Ciment Portland	Nisip normal	Baritină	Colorant	Apă			
		g	g	g	%	cm³	daN/cm²	daN/cm²	
1	Martor	500	1 500	—	—	160	388	49	Colorantul în mediul bazic al cimentului nu are putere de colorare
2	I	500	1 500	300	1	160	500	59	
3	II	500	1 500	300	2	160	466	46	
4	III	500	1 500	300	3	160	420	42	

obținută este slab galbenă și rezistențele mecanice rămîn apropiate de cele ale probei martor pînă la procentul de adaos de 8% ; peste acest procent descresc, deoarece colorantul stratifică mortarul din cauza litargei din amestec.

Datele din tabelul 6 se referă la colorantul albastru de fier, în procente de 1% ... 3% ; pe măsură ce procentul de colorant crește, rezistențele mecanice scad, iar colorantul în mediu bazic creat la hidratarea cimentului nu are putere de colorare.

Tabelul 7

Mortare cu adaos de 60% baritină și procent variabil de colorant oxid cupros

Nr. crt.	Denumirea probei	Compoziția mortarului					Rezistența la compresiune σ_c daN/cm²	Rezistența la tracțiune σ_{tr} daN/cm²	Culoarea probei
		Ciment Portland g	Nisip normal g	Baritină g	Colorant %	Apă cm³			
1	Martor	500	1 500	—	—	160	388	49	Colorantul în mediul bazic al cimentului nu are putere de colorare
2	I	500	1 500	300	1	160	500	36	
3	II	500	1 500	300	2	160	466	32	
4	III	500	1 500	300	3	160	420	26	

Tabelul 7 conține datele corespunzătoare cazului folosirii oxidului cupros drept colorant, tot în procente de 1 ... 3% ; scăderea rezistențelor mecanice este destul de accentuată la mortare, deoarece oxidul cupros are o putere mai mare de stratificare a mortarului. În ceea ce privește puterea de colorare în mediu bazic, aceasta este redusă.

B. În partea a doua a lucrării (tabelul 8) s-a trecut la alcătuirea betoanelor folosindu-se un agregat sortat pe fracțiuni cuprinse între 0,2 și 7 mm și colorantul s-a adăugat la ciment în procent redus, de 0,3%. Se obțin betoane de mărci superioare față de marca betonului martor, de la *B*220 la *B*300 ; culoarea este slab galbenă.

Tabelul 8

Beton de marca B220 cu adaos de colorant galben format din 70% baritină și 30% litargă ; amestec calcinat la 800°C

Nr. crt.	Denumirea betonului	Compoziția betonului									Rezistența la compresiune σ_c daN/cm²	Culoarea probei
		Ciment Portland kg	Agregat [kg]					Apă l	Colorant galben			
			7 mm	3 mm	1 mm	0,2 mm	< 0,2 mm		g	%		
1	Martor	2,55	7,720	2,160	1,400	1,270	0,220	1,55	—	—	220	slab galben
2	1	2,55	7,720	2,160	1,400	1,270	0,220	1,55	7,5	0,3	310	

În tabelul 9 sînt concentrate rezultatele corespunzătoare aceluiași beton, cu adaos de colorant organic Sirus licht rot 4 B.L., de asemenea în procent de 0,3% ; s-a obținut un beton aparent de culoare roșu închis, cu marcă superioară față de cea a betonului martor ($B220$).

Tabelul 9

Beton marca B220 cu adaos de colorant Sirus licht rot 4 B.L. (organic)

Nr. crt.	Denumirea betonului	Componența betonului									Rezistența la compresiune σ_c	Culoarea probei
		Ciment Portland	Agregat [kg]					Apă	Colorant roșu			
			7 mm	3 mm	1 mm	0,2mm	< 0,2 mm					
		kg						l	g	%	daN/cm²	
1	Martor	2,55	7,720	2,160	1,400	1,270	0,220	1,55	—	—	220	slab galben
2	1	2,55	7,720	2,160	1,400	1,270	0,220	1,55	7,5	0,3	310	

Folosind același beton, cu ados de colorant organic Sirus orange G.G.L. în procent de 0,3%, s-a obținut un beton aparent de culoare roz deschis de marcă $B300$, superioară mărcii betonului martor (tabelul 10).

Tabelul 10

Beton marca B220 cu adaos de colorant Sirus orange G.G.L. (organic)

Nr. crt.	Denumirea probei	Compoziția betonului									Rezistența la compresiune σ_c	Culoarea probei
		Ciment Portland	Agregat [kg]					Apă	Colorant roz			
			7 mm	3 mm	1 mm	0,2mm	< 0,2 mm					
		kg						l	g	%	daN/cm²	
1	Martor	2,55	7,720	2,160	1,400	1,270	0,220	1,55	—	—	220	—
2	1	2,55	7,720	2,160	1,400	1,270	0,220	1,55	7,5	0,3	300	roz deschis

3. Concluzii

Din studiul efectuat se pot desprinde următoarele concluzii :

1. Betonul aparent colorat poate înlocui materialele de finisare costisitoare și rezolvă problemele arhitectonice de estetică ale construcțiilor.

2. S-a folosit, în obținerea betonului aparent colorat, un nou pigment, preparat în laborator din amestecul a 70% baritină și 30% litargă prin calcinare la 800°C, cu rezultate satisfăcătoare, obținîndu-se o culoare *galben pal*.

3. S-au folosit și coloranți organici, pentru obținerea betoanelor aparente colorate, ca :

a) Sirus orange G.G.L. ; betonul aparent are culoarea de la roz deschis la roz închis.

b) Sirus licht rot 4 B.L. ; betonul aparent are culoarea de la roșu deschis la roșu închis.

c) Sirus licht gelb G.R.L.L. ; betonul aparent are culoarea slab galben.

4. S-a stabilit procentul de baritină ce trebuie adăugat la ciment, pentru a atenua culoarea gri și pentru a mări rezistențele mecanice ale betonului.

5. S-a stabilit procentul de colorant ce trebuie adăugat pentru a se obține betoane aparente colorate în diferite nuanțe. Din cercetările efectuate s-a constatat că coloranții-pigmenți pe bază de sulfuri nu au putere de colorare, deoarece sînt distruși de mediul bazic al cimentului creat din hidroliza cimentului.

Primită la 17 martie 1975

Institutul politehnic, Iași
Laboratorul de materiale de construcții

BIBLIOGRAFIE

1. Jones R., Făcăoaru I., *Încercarea nedistructivă a betonului*. Ed. Tehn., Buc. 1972, 139—143.
2. Mihail N., *Tehnologia betoanelor ușoare*. Ed. Tehn., Buc., 1962, 74—132.
3. Petzold A., Rohrs M., *Beton pentru temperaturi înalte*, (trad. din l. germană). Ed. Tehn., Buc., 1971, 55—56, 65—66.
4. Enculescu M., *Cimenturi colorate*. Ed. Tehn., Buc., 1973.
5. Lăzărescu I., *Betoane aparente*. Ed. Tehn., Buc., 1969.

BÉTONS APPARENTS COLORÉS

(Résumé)

On présente les résultats obtenus à la suite des essais effectués sur les betons décoratifs avec des pigments minéraux et des colorants organiques.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXI (XXV), Fasc. 3—4, 1975
Secţia V
CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

C.Z. 666.3/7

STUDIUL UNOR ARGILE DIN JUDEŢUL IAŞI ÎN VEDEREA FOLOSIRII LOR CA MATERIE PRIMĂ PENTRU CERAMICA BRUTĂ ÎN CONSTRUCŢII (I)[1])

DE

ALINA VASILIU-GORINCIOIU, ELISABETA PĂUNEL, N. BOŢI şi FLORICA VASILESCU

1. Introducere

La cererea Consiliului popular judeţean Iaşi, secţia economică, în cadrul laboratorului de Materiale de construcţii al Institutului politehnic din Iaşi, în perioada 6 ianuarie 1971—18 martie 1971 s-au studiat un număr de 38 probe de argilă, recoltate din mai multe comune ale judeţului Iaşi, în vederea stabilirii posibilităţilor de a fi folosite ca materii prime locale la fabricarea de cărămizi, ţigle etc. şi în consecinţă, spre a se stabili amplasamentul unor fabrici pentru astfel de produse.

În baza rezultatelor analizelor efectuate, a recomandărilor făcute şi a posibilităţilor existente pe plan local, în unele din comunele în vecinătatea cărora se află depozitele cu argilă corespunzătoare, s-a trecut la fabricarea de cărămizi pline presate pe cale umedă, fiind folosite local.

În vederea acordării unui sprijin cît mai eficient factorilor interesaţi în realizarea acestor produse, pentru a se obţine cărămizi de calitate cît mai bună şi pentru diversificarea producţiei (fabricarea de ţigle, plăci pentru sobe etc.), s-a propus să se trimită laboratorului de Materiale de construcţii probe din produsele rezultate, pentru ca, prin încercări de laborator, să se stabilească calitatea lor. Pînă în prezent s-au primit probe de cărămizi din trei comune. În partea a doua a lucrării se vor comunica observaţiile şi recomandările în vederea îmbunătăţirii calităţii produselor.

2. Date de teren referitoare la depozite de argilă şi la posibilităţile de amplasare a unor fabrici de cărămizi

Cele 38 probe de argilă au fost recoltate de către delegaţi ai Consiliului popular judeţean, Iaşi, din mai multe comune ale judeţului (tabelul 1) şi s-au numerotat în ordinea primirii la laborator şi luării în lucru.

Din analizele efectuate, numai 16 probe s-au dovedit corespunzătoare ca materii prime pentru ceramica brută, motiv pentru care numai asupra acestora se va insista în cele ce urmează.

---

[1]) Lucrarea se încadrează în preocuparea permanentă a colectivului disciplinei de Materiale de construcţii de la Facultatea de construcţii a Institutului politehnic din Iaşi, de a răspunde necesităţilor crescînde de studiere şi valorificare a noi resurse de materiale locale de construcţii. Această preocupare devine un imperativ mai ales în prezent avînd în vedere acţiunea amplă de dezvoltare a construcţiilor din ţara noastră şi de ridicare a localităţilor rurale la nivelul aşezărilor urbane.

La recomandările privind amplasamentul fabricilor de cărămizi de interes local s-a avut în vedere şi situaţia de pe teren în ceea ce priveşte drumurile de acces, apropierea de sursele de energie electrică şi de apă. În tabelul 2 se prezintă situaţia de pe teren a depozitelor de argilă considerate mai potrivite pentru exploatarea şi folosirea ca materie primă pentru cărămizi.

Se constată că depozitele de argilă studiate sînt situate în apropierea surselor de energie şi apă ; ele se pot exploata cu uşurinţă la zi, stratul de descopertă fiind redus.

Tabelul 1

Comunele din care s-au recoltat probele de argilă

Nr. crt.	Comuna	Notarea probelor	
		Nr. probe	Notarea
1	Belceşti	1 ... 4	$1_1 \dots 4_4$
2	Podul-Iloaiei	1 ... 10	$5_1 \dots 14_{10}$
3	Bosia-Mînzăteşti	1 ... 11	$15_1 \dots 25_{11}$
4	Hălăuceşti	1 ... 5	$26_1 \dots 30_5$
5	Hălăuceşti-Luncaşi	1 ... 5	$31_1 \dots 35_5$
6	Pd. Iloaiei-Scobilţeni	1 ... 3	$36_{11} \dots 38_{13}$

3. Proprietăţile fizico-mecanice ale argilelor studiate

Prin examenul macroscopic al probelor s-a stabilit tipul de argilă, gradul de omogenitate şi corpurile străine prezente. Analiza granulometrică efectuată ulterior a confirmat tipul de argilă stabilit prin examen macroscopic.

În tabelul 3 sînt concentrate rezultatele încercărilor fizico-mecanice, iar în tabelul 4 se dau condiţiile impuse prin standardele în vigoare pentru ceramica brută de construcţii

3.1. *Granulaţia (textura)*

După clasificarea zecimală (scara Attenberg) [6], în funcţie de mărimea particolelor care alcătuiesc materialul argilos, probele analizate se încadrează în grupa argilelor primare (granulele au diametrele sub 0,002 mm la probele *8, 9, 10, 11, 15, 16*), precum şi în grupa argilelor prăfoase slab nisipoase (granulele au diametrele între 0,2 şi 0,002 mm la probele *3, 4, 5, 6, 7*) [2].

După cum se ştie, fineţea granulară avansată conferă argilelor plasticitate mare şi contracţie la uscare sporită. Aceste proprietăţi, dacă depăşesc limitele admise, pot fi reduse prin adause degresante în proporţiile necesare.

3.2. *Plasticitatea*

Plasticitatea constituind proprietatea care stă la baza fasonării materialelor din mase argiloase, în studiul de faţă s-a acordat o atenţie sporită determinării acesteia prin metoda standardizată (P f e f f e r k o r n). Considerînd că această metodă prezintă o serie de inconveniente, în paralel s-a aplicat şi metoda cu aparatul C a s s a g r a n d e pentru determinarea limitei de curgere, precum şi metoda conului V a s i l i e v pentru determinarea indicelui de consistenţă [5]. Rezultatele obţinute prin metoda cu aparatul C a s s a g r a n d e sînt în concordanţă cu cele obţinute prin metoda P f e f f e r k o r n, iar metoda conului V a s i l i e v s-a dovedit puţin sensibilă întrucît nu s-au înregistrat diferenţe de la o argilă la alta.

Toate probele (tabelele 3 şi 4) corespund valorilor impuse de STAS 230-52 (plasticitatea 12 ... 35, indici P f e f f e r k o r n) şi se pot utiliza pentru obţinerea de cărămizi. Proba 2 (4_4), care este o argilă slab nisipoasă de Belceşti, are plasticitatea apropiată de limita maximă admisă (32 faţă de 35), fapt care determină şi contracţia la uscare mare a acestei probe ; această argilă cere degresant la pregătirea materiilor prime pentru ceramică.

Tabelul 3

Proprietăţile fizico-mecanice ale argilelor studiate[1])

Nr. crt.	Nr. probei de argilă	Argila din localitatea (punctul de recoltare a probei)	Rezultatele examenului macroscopic	Granulaţia (textura)							Tipul de argilă pe baza granulaţiei	Plasticitatea în indici P f e f f e r k o r n	Contracţia [%]			Rezistenţa la compresiune pe cuburi de ceramică de 50 mm R_c daN/cm²	Concluzii şi recomandări (comparativ cu condiţiile din STAS 230-52)
				Rest pe sita cu ochiuri de ∅[mm%]				Trece prin sita 077 mm%	Corpuri străine > 075mm				la uscare C_u	la ardere C_a	totală C_t		
				075	040	015	007		calcar	pietriş							
1	3_3	Comuna Belceşti, sector zootehnic	Argilă nisipoasă , galbenă ; rare granule calcar.	0,60	1,70	49,10	2,04	46,56	urme slabe	—	Nisip argilos prăfos	20,80	5,16	0,10	5,26	146	Se încadrează în condiţiile STAS.
2	4_4	Comuna Belceşti, sector zootehnic	Argilă nisipoasă, galbenă ; absent calcar, rare granule pietriş.	1,54	0,74	2,00	7,46	88,26	—	urme 0,2%	Argilă slab nisipoasă	32,00	9,45	0,30	9,75	226	Contracţia totală (C_t) este prea mare. Se recomandă degresanţi (nisip) şi o mărunţire fină.
3	5_1	Podul Iloaiei	Argilă prăfoasă, slab nisipoasă, galbenă, omogenă; absente corpuri străine.	0,40	0,50	2,24	11,4	86,27	—	—	Argilă prăfoasă slab nisipoasă	26,30	7,95	0,15	8,10	232	Contracţia la uscare este mai mare ca cea admisă de STAS. C_t la limita maximă. Se poate accepta.
4	6_2	Podul Iloaiei, versant „Şipoţel“	Argilă prăfoasă, slab nisipoasă, galbenă, omogenă; absente corpuri străine	0,50	0,50	9,60	2,84	86,60	—	—	Argilă prăfoasă slab nisipoasă	30,30	8,16	0,60	8,76	258	Contracţia la uscare este mai mare decît cea admisă de STAS. C_t la limita maximă
5	11_7	Podul Iloaiei	Argilă nisipoasă, galbenă; absente corpuri străine.	0,12	0,12	3,32	3,78	92,66	—	—	Argilă nisipoasă cu nisip foarte fin	23,20	4,39	0,20	4,59	178	Se încadrează în condiţiile STAS.
6	14_{10}	Podul Iloaiei	Argilă prăfoasă, slab nisipoasă, galbenă ; absente corpuri străine.	0,10	0,42	2,42	11,7	85,86	—	—	Argilă prăfoasă slab nisipoasă	25,35	7,60	0,33	7,93	208	Contracţia la uscare mai mare ca limita STAS. C_t este la limita maximă admisă; argila se poate folosi
7	15_1	Comuna Bosia, sat Mînzăteşti	Argilă prăfoasă, slab nisipoasă, galbenă ; absente corpuri străine.	0,24	0,20	1,50	12,1	85,96	—	—	Argilă prăfoasă slab nisipoasă	26,10	6,19	0,60	6,79	142	Se încadrează în condiţiile STAS.
8	16_2	Comuna Bosia, sat Mînzăteşti	Argilă galbenă, relativ omogenă; urme granule calcar.	0,20	0,24	1,30	6,60	91,66	urme calcar	—	Argilă	26,80	6,65	0,38	7,03	182	Argila aproape de condiţiile STAS. Necesită mărunţire fină din cauza granulelor de calcar.
9	23_9	Comuna Bosia, sat Mînzăteşti	Argilă culoare cafenie, neomogenă, cu substanţe organice; lipsă granule calcar	0,04	0,18	0,78	5,58	93,22	—	—	Argilă	30,60	8,82	0,13	8,95	250	Contracţia la uscare prea mare. Contracţia totală aproape de limită maximă . Se recomandă adaos de degresanţi (nisip).
10	24_{10}	Comuna Bosia, sat Mînzăteşti	Argilă culoare neuniformă, galbenă, cu vînăt neomogenă; prezente granule calcar.	0,70	0,20	0,50	3,46	95,14	urme 0,5%	—	Argilă	27,90	6,01	0,00	6,01	169	Corespunde condiţiilor STAS. Necesită mărunţire din cauza granulelor de calcar.
11	25_{11}	Comuna Bosia, sat Mînzăteşti	Argilă foarte slab nisipoasă, culoarea galbenă; slabe urme calcar.	1,66	0,82	2,72	12,10	82,70	urme 0,5%	—	Argilă foarte slab nisipoasă	24,70	4,48	0,13	4,61	149	Corespunde condiţiilor STAS.
12	29_4	Comuna Hălăuceşti, sector zootehnic	Praf slab argilos culoare galbenă; lipsă corpuri străine.	1,10	0,04	0,44	6,88	91,54	—	—	Praf slab argilos	27,10	4,17	0,09	4,26	120	Corespunde condiţiilor STAS.
13	30_5	Comuna Hălăuceşti, sector zootehnic	Praf argilos, culoare cafenie; prezente substanţe organice, lipsă corpuri străine.	0,10	0,22	0,68	11,86	87,29	—	—	Praf argilos	30,10	8,22	0,06	8,28	172	Contracţia la uscare prea mare. Contracţia totală apropiată de limita maximă. Se poate accepta. Necesită adaos de degresanţi.
14	33_3	Comuna Hălăuceşti, sat Luncaşi	Sol vegetal, neomogen, culoare cafenie; cu substanţe organice.	0,20	0,36	0,96	7,94	90,54	—	—	Praf slab argilos	29,40	6,49	0,48	6,97	146	Aproape de condiţiile STAS.
15	34_4	Comuna Hălăuceşti, sat Luncaşi	Argilă slab nisipoasă, galbenă, omogenă; lipsă corpuri străine.	0,04	0,20	0,74	9,84	89,18	—	—	Argilă slab nisipoasă	25,00	5,04	0,00	5,04	162	Argila este corespunzătoare.
16	35_5	Comuna Hălăuceşti, sat Luncaşi	Argilă grasă, galbenă, neuniformă; lipsă corpuri străine.	0,18	0,06	0,60	4,70	94,45	—	—	Argilă grasă	27,00	6,49	0,49	6,98	125	Argila este corespunzătoare.

[1]) Datele s-au obţinut pe baza analizelor efectuate în laboratorul de Materiale de construcţii al Institutului politehnic din Iaşi.

Tabelul 2

Situația de pe teren a depozitelor de argilă studiate [1])

Nr. crt.	Nr. probei de argilă	Localitatea de unde s-a recoltat proba	Punctul de recoltare	Cota la locul recoltării	Stadiul valorificării		Drum acces km	Distanța la sursa de apă km	Distanța la sursa de energie km
					s-a exploatat	în exploatare			
1	3_3	Com. Belcești	sector zootehnic	groapă 0,8 m mal abrupt	da	—	0,50	0,030	0,150
2	4_4	Com. Belcești	sector zootehnic	groapă 1 m	da	—	0,20	0,035	0,150
3	5_1	Podul Iloaiei	versant Șipoțel	—	da	da	1,50	0,015	0,120
4	6_2	Podul Iloaiei	versant Șipoțel	—	da	da	1,50	0,015	0,120
5	11_7	Podul Iloaiei	versant Șipoțel	—	—	—	1,60	0,025	0,120
6	14_{10}	Podul Iloaiei	versant Șipoțel	—	—	—	1,60	0,035	0,120
7	15_1	Com. Bosia -Mînzătești	„La ruptură“	—	—	nu	0,80	0,200	0,150
8	16_2	Com. Bosia - Mînzătești	„La ruptură“	—	—	nu	0,80	0,200	0,150
9	23_9	Com. Bosia - Mînzătești	„Prepelița“	—	da	—	1,50	izvor nat.	0,150
10	24_{10}	Com. Bosia - Mînzătești	„Prepelița“	—	da	—	1,50	izvor nat.	0,150
11	25_{11}	Com. Bosia - Mînzătești	„Prepelița“	—	da	—	1,50	izvor nat.	0,150
12	29_4	Com. Hălăucești	sector zootehnic	—	da	—	0,100	0,050	0,050
13	30_5	Com. Hălăucești	sector zootehnic	—(2,50 + + 0,70)	da	—	0,100	0,050	0,050
14	33_3	Com. Hălăucești	sat Luncași	—	—	da	0,300	0,100	0,150
15	34_4	Com. Hălăucești	sat Luncași	—	—	da	0,300	0,100	0,150
16	35_5	Com. Hălăucești	sat Luncași	—	—	da	0,300	0,100	0,150

[1]) Datele au fost furnizate de beneficiar (Consiliul popular județean, Iași).

3.3. *Corpuri străine (granule de calcar și pietriș mai mari de 0,75 mm)*

Avîndu-se în vedere posibilitățile reduse de mecanizare a fabricilor pentru ceramică din mediul rural (lipsa colergangului și uneori și a valțurilor) și în vederea extinderii gamei de produse ceramice (de la cărămida plină pînă la cele mai pretențioase la fabricat : țigle și alte produse cu pereți subțiri) s-au urmărit cu atenție și corpurile străine din fiecare argilă examinată ; prezența lor este admisă numai dacă prelucrarea se efectuează cu valțuri și colerganguri, în caz contrar produsele se fisurează în timp și cresc rebuturile.

S-au găsit urme de pietriș în proba 2 (4_4) și urme de granule de calcar în probele 1 (3_3) 8(16_2), 10 (24_{10}), 11 (25_{11}). Pentru toate aceste probe s-a recomandat să se efectueze o mărunțire îngrijită a materiei prime, utilizînd, în măsura posibilităților, în procesul de fabricație, a valțurilor și colergangurilor, astfel ca în produsele finite să nu ajungă granule străine cu dimensiuni mai mari decît cele admise (tabelul 4).

Tabelul 4

Condițiile impuse de STAS 230-52 la argile și mase argiloase pentru produse ceramice brute

Nr. crt.	Caracteristici	Argile	Mase argiloase		Metoda de încercare
			produse cu pereți subțiri	produse cu grosimi mai mari de 8 mm	
1	Plasticitatea	12...35	—	—	STAS 229-66
2	Contracția la uscare C_u[%]	4...12	max. 8	max. 6	STAS 229-66
3	Contracția totală 900°C C_t [%]	4...14	max. 10	max. 8	STAS 229-66
4	Corpuri străine cu dimensiuni maxime [mm]	—	5	7	STAS 230-52

3.4. *Contracția la uscare* C_u [%]

După cum este cunoscut, contracția la uscare este puternic influențată de granulație și de plasticitate și trebuie neapărat cunoscută pentru a ști dacă este necesar adaosul de degresanți, precum și proporția.

Din rezultatele obținute s-au diferențiat două categorii de argile : cele la care contracția s-a găsit mai mare ca 5% (tabelul 3), aparținînd grupei argilelor cu contracție mare la uscare [2] și cele cu contracția 3 ... 5%, care se încadrează în categoria argilelor cu contracție mijocie ; toate însă îndeplinesc condiția de a avea contracția la uscare în limitele cerute de STAS 230-52 (4... 12%, tabelul 4). Unele probe (1, 5, 7, 8, 10, 11, 12, 14, 15, 16), se pot folosi și pentru fabricarea de produse cu pereți subțiri (C_u max. 8%).

La probele unde contracția la uscare s-a constatat foarte apropiată de limita superioară admisă de STAS (probele 2, 3, 4, 6, 9, 13), s-a tras concluzia că argila poate fi folosită ; totuși, pentru obținerea produselor de calitate este necesar adaosul de degresanți (nisip), care scade plasticitatea și contracția argilei.

3.5. *Contracția totală după ardere la 900°C* (C_t % = C_u % + C_a%)

Cunoașterea contracției totale este necesară pentru calculul dimensiunilor filierei sau a matrițelor la presele de fasonare, pentru a se obține după ardere produse de dimensiunile dorite.

Probele 2, 3, 4, 6, 9, 13 se încadrează în grupa argilelor cu contracție totală mijlocie (7 ... 12%), iar restul sînt argile cu contracție totală mică (max. 7%) [2].

Probele analizate satisfac condiția de contracție impusă pentru ceramica brută (4 ... 14%), pentru produsele cu pereți subțiri limita maximă fiind 10% (tabelul 4).

3.6. *Rezistența la compresiune,* R_c [daN/cm^2]

Determinarea rezistenței la compresiune s-a efectuat pe cuburi cu latura de 50 mm, arse în cuptor la 900°C, pe care în prealabil s-a determinat contracția la uscare și contracția la ardere. Modul de lucru a fost cel indicat de STAS 126-64 H_{40} iar rezultatele reprezintă media a 6 determinări (tabelul 3).

Valorile obținute se situează între limitele 120 daN/cm^2 (proba 12) și 258 daN/cm^2 (proba 4) și arată posibilitatea obținerii de cărămizi de mărci superioare (100, 125, 150).

4. Proprietățile fizico-mecanice ale produselor fabricate din unele argile studiate

Pe baza încercărilor efectuate referitoare la argilele luate în studiu, în unele comune s-a trecut la fabricarea de cărămizi pentru uz local. Pînă în prezent s-au primit probe de produse ceramice brute (cărămizi) din localitățile Belcești (cu argila 3_3), Podul Iloaie (cu argila 11_7) și Bosia-Mînzătești (cu argila 16_2).

Aceste probe au fost supuse unora dintre încercările prevăzute de STAS 456-73 H_{51}, pentru verificarea calității cărămizilor de construcții din argilă arsă (verificarea dimensiunilor, absorbția de apă, densitatea aparentă și rezistența la compresiune — marca cărămizii); rezultatele sînt centralizate în tabelele 5 și 6 și comparate cu condițiile tehnice de calitate cerute prin STAS 457-71 H_{51} pentru cărămizi pline presate pe cale umedă.

4.1. *Dimensiunile*

Din punct de vedere dimensional, cărămizile sînt de tip 63. Abaterile de la dimensiunile nominale sînt foarte apropiate de cele admisibile (tabelul 5).

Tabelul 5

Verificarea dimensiunilor cărămizilor obținute din argilele examinate

Nr. crt.	Nr. probei de argilă	Valori obținute			Dimensiuni nominale conf. STAS 457-71					
		l[1] mm	b[1] mm	h[1] mm	l mm	abateri admise mm	b mm	abateri admise mm	h mm	abateri admise mm
1	3_3	241	110,5	67,5		+5		+4		
2	11_7	239	121,4	69,7	240	—6	115	—6	63	±3
3	16_2	248,5	119,1	64,2						

[1]) Conform notațiilor STAS 457-71 cu l se notează lungimea, cu b lățimea, iar cu h grosimea cărămizii.

4.2. *Densitatea aparentă,* ρ_a [kg/dm^3]

În funcție de densitatea aparentă ρ_a, cele trei probe se încadrează în clasa C_3 cu $\rho_a > 1{,}5$ kg/dm^3 (tabelul 6).

Tabelul 6

Unele proprietăți fizico-mecanice ale unor cărămizi fabricate din argilele studiate

Nr. crt.	Proba de argilă	Localitatea de proveniență a argilei	R_c daN/cm^2			Marca cărămizii	Densit. aparentă ρ_a kg/dm^3		Absorbția de apă %	
			med.	max.	min.		med.	max.	med.	max.
1	3_3	Argilă nisipoasă din Belcești	92	126	56	75	1,81	1,88	17,11	18,00
2	11_7	Argilă nisipoasă din Pd. Iloaiei	153	167	140	150	1,81	1,84	13,67	15,10
3	16_2	Argilă din Bosia	112	121	87	100	1,70	1,82	17,66	18,69

4.3. *Absorbția de apă* [%]

Probele de cărămizi au absorbția de apă cuprinsă între valorile extreme prevăzute de STAS (minim 8% și maxim 20%) pentru calitatea I și II. La probele 3_3 și 16_2 s-au obținut însă și valori maxime apropiate de limita superioară admisă (18% și respectiv 18,69% — tabelul 6). La proba 1 (argila 3_3) s-au întîlnit și cărămizi insuficient arse ; acestea s-au înmuiat după scufundarea în apă.

Avînd în vedere că toate aceste cărămizi sînt destinate pentru realizarea de zidărie tencuită iar procentul de cărămizi insuficient arse nu depășește cu mult limita maximă admisă de STAS (5% față de 3% cît prevede STAS 457-71), produsele se pot considera corespunzătoare.

Deoarece STAS-ul amintit nu prevede determinarea rezistenței la gelivitate la cărămizile pentru zidărie tencuită, proba de gelivitate s-a efectuat numai cu caracter informativ, în eventualitatea folosirii acestor produse la zidărie aparentă. După 25 cicluri de îngheț—dezgheț la probele 3_3 și 16_2 s-au constatat deteriorări și pierderi de greutate.

Comportarea necorespunzătoare la gelivitate a acestor probe reprezintă consecința absorbției mare de apă și a arderii insuficiente.

4.4. *Rezistența la compresiune* (marca cărămizii) R_c [daN/cm²][2])

Cărămizile din proba 1 (argilă nisipoasă de la Belcești, proba 3_3) corespund mărcii 75 (R_c med cuprins între 75 și 100 daN/cm²) ; cele din proba 2 (argilă nisipoasă de la Podul Iloaiei, proba 11_7) corespund mărcii 150 (R_{cmed} cuprins între 150 și 200 daN/cm²) ; cele din proba 3 (argilă de la Bosia-Mînzătești, proba 16_2) corespund mărcii 100 (R_{cmed} cuprins între 100 și 125 daN/cm²).

Se poate afirma că produsele obținute sînt corespunzătoare, dar unele probe au și rezistențe mici (proba 1, minim 56 daN/cm²), cu mult inferioare rezistenței medii la compresiune obținută pe cuburile de argilă arse la 900°C. La proba 1 pe cub s-a obținut 146 daN/cm² iar pe epruvetele confecționate pentru marcă, media a fost de numai 92 daN/cm² (tabelele 3 și 6). Acest fapt impune aducerea de îmbunătățiri procesului de fabricație, mai ales în fazele de macerare, mărunțire, omogenizare, uscare și ardere.

5. Concluzii

a) Din cele 38 probe de argilă examinate, numai 16 corespund ca materii prime pentru ceramica brută (tabelele 3 și 4).

b) În funcție de rezultatele obținute, (tabelele 3 și 4), la probele 1 (3_3), 2 (4_4), 8 (16_2), 10(24_{10}), 11(25_{11}), s-a recomandat mărunțirea avansată a masei argiloase din cauza prezenței granulelor de calcar și pietriș, iar la probele 2 (4_4), 3 (5_1), 4 (6_2), 6 (14_{10}), 9 (23_9), 13 (30_5) este necesar adaos de degresant în vederea reducerii plasticității și a contracției la uscare.

c) Calitatea produselor obținute la Belcești, Podul Iloaiei, Bosia, se poate considera mulțumitoare (tabelele 5 și 6) ; chiar o mică abatere de la condițiile standardizate atît pentru materia primă cît și pentru cărămida rezultată, considerăm că poate fi admisă, avînd în vedere că aceasta se folosește pentru clădiri cu parter sau cel mult cu parter și etaj.

d) Prin îmbunătățirea prelucrării materiilor prime, a uscării și arderii, prin conducerea mai îngrijită a întregului proces tehnologic, calitatea produselor se poate îmbunătăți sensibil mai ales la probele provenite de la Belcești (3_3), în sensul creșterii rezistențelor mecanice, a reducerii absorbției de apă, a creșterii rezistenței la gelivitate și a reducerii numărului de cărămizi insuficient arse.

e) După calitatea argilelor studiate este posibilă diversificarea producției, prin obținerea de produse cu pereți subțiri, țigle, plăci pentru sobe.

Primită la 1 august 1975

Institutul politehnic, Iași,
Laboratorul de materiale de construcții

---

[2]) Pregătirea probelor pentru stabilirea mărcii s-a efectuat conform STAS 456-73 H_{31}, pentru cărămizile pline (cu raportul între grosime și lățime $\leqslant 0{,}7$) și s-au încercat la presa hidraulică aplicînd o încărcare crescîndă de 5 ... 6 daN/cm². Rezultatele reprezintă media a 6 determinări.

BIBLIOGRAFIE

1. Steopoe Al., *Materiale de construcții*, Ed. Tehn., Buc. 1964.
2. Chelărescu Al., Păunel El., *Curs de materiale ceramice de construcții*. Lit. Inst. polit., Iași, 1954.
3. Păunel El. și colab., *Contribuțiuni la studiul argilelor din regiunea Iași, ca materie primă pentru ceramică*. Comunicări științifice, Inst. pedagogic, Univ. „Al. I. Cuza", Iași, 1969.
4. Chelărescu Al., *Contribuțiuni la studiul argilelor din Moldova*. Bul. Inst. polit., Iași, I (V), *1—2*, 519—536 (1955).
5. Ciubotaru V., *Îndrumător pentru lucrări de laborator la geotehnică*. Lit. Inst. polit., Iași, 1970.
6. * * * *Materiale de construcții*. Vol. II, Colecție STAS, Ed. Tehn., Buc., 1975.

ÉTUDE DE QUELQUES ARGILES DU DÉPARTEMENT DE JASSY, EN VUE DE LEUR UTILISATION COMME MATIÈRE PREMIÈRE POUR CÉRAMIQUE BRUTE EN CONSTRUCTIONS (I)

(Résumé)

On a étudié un nombre de 38 échantillons d'argile du département de Jassy en vue de leur utilisation comme matière première pour céramique en constructions ; de ces échantil lons 16 ont été trouvés satisfaisants pour le but proposé.

Compte tenu des propriétés des produits obtenus on donne nombre de suggestions concernant l'amélioration de la qualité et l'élargissement de la gamme de ces produits.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXI (XXV), Fasc. 3—4, 1975
Secţia V
CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

C.Z. 691.5

COMPORTAREA CIMENTURILOR CU FĂINĂ DE CALCAR COMPACT DE LA STÎNCA—ŞTEFĂNEŞTI, JUD. BOTOŞANI, ÎN ALCĂTUIREA MORTARELOR*)

DE

I. C. BURLACU

1. Introducere

Cercetările efectuate asupra depozitelor calcaroase de la Stînca-Ştefăneşti au dus la concluzia că acestea pot constitui o importantă sursă de materie primă pentru fabricarea cimentului [5]. Calcarele respective se găsesc sub forma unei coline cu pereţi abrupţi şi cu versanţi parţial acoperiţi de depozite cuaternare. Ele apar la zi sub pătura loessoidală, avînd o grosime de peste 60 m, măsurată din creastă pînă la nivelul hidrostatic şi se întind pe o suprafaţă cu dimensiunile de 1 400 × 460 m, determinată prin foraje, iar în afloriment se află pe o suprafaţă cu dimensiunile de 1000 × 100 m, cu o grosime de 40 m. Rezerva de calcar a fost evaluată la Ştefăneşti la circa 130 milioane tone [5].

Numeroşi autori au semnalat aproape peste tot în lume efectele favorabile obţinute prin utilizarea calcarelor, sub formă de agregate, la betoane. Aceste efecte favorabile sînt atribuite realizării unei aderenţe de tip epitaxic între pasta hidratată a liantului şi a calcitei prin intermediul cristalelor de portlandit $Ca(OH)_2$.

Adaosurile de calcar, fin măcinate, la ciment, au fost studiate mai ales în ceea ce priveşte influenţa lor asupra rezistenţelor mecanice. Ele intervin în formarea complexului carbonat aluminat tricalcic hidratat, aşa cum s-a arătat în altă lucrare [4], al cărui rezultat îl constituie în principal creşterea rezistenţelor mecanice. O serie de autori, printre care Green, A. Daniels ş.a., susţin mărirea rezistenţelor mecanice; St. Gottlieb, apoi C.K. Bretz impun condiţia de a obţine aceste creşteri printr-o măcinare a calcarului la o dimensiune mai mare ca a cimentului.

În ţara noastră, în 1941, la Cernavodă s-a produs liantul numit calcarit, pentru mortarele de zidărie, format din 25% clincher şi 75% calcar, măcinaţi împreună la fineţea cimentului.

În străinătate, în ultimii ani, s-a reînceput fabricarea cimentului cu calcar pentru mortarele de zidărie, dar pentru îmbunătăţirea lucrabilităţii şi a rezistenţei la acţiunea îngheţului repetat s-a propus să li se adauge un aditiv antrenor de aer sau un aditiv mixt [1].

În timp ce acţiunea calcarului este favorabilă pentru proprietăţile mecanice ale mortarelor şi betoanelor, sporindu-se rezistenţele mecanice şi reducîndu-se contracţia la uscare, nu se poate face aceeaşi afirmaţie în privinţa rezistenţelor chimice şi mai ales în privinţa rezistenţei la sulfaţi. Se pare că complecşii iniţiali ai carbonatului de calciu cu hidroaluminaţii de calciu nu sînt stabili în prezenţa sulfatului de calciu şi se transformă în noi complecşi puternic expansivi [1]. Unii cercetători susţin că numai impurităţile calcaroase din agregate reduc rezistenţa betonului la acţiunea îngheţului repetat. De asemenea betonul cu agregat calcaros nu dă rezultate bune la tratamentul hidrotermic cu apă caldă [1].

---

*) Prezentată la sesiunea ştiinţifică a Institutului politehnic din Iaşi, din 2—4 iulie 1970.

Din cele relatate se evidențiază faptul că, după diverși autori, influența calcarului este oarecum contradictorie, fapt ce este determinat nu numai de structura și gradul de metamorfozare al calcarului ci și de natura cimentului din amestec.

2. Partea experimentală

În acest studiu ne-am propus să cercetăm comportarea făinii de calcar compact de la Stînca-Ștefănești în amestec cu cimentul, urmărindu-se în special evoluția în timp a rezistențelor mecanice. Astfel, acestea s-au determinat pe mortare normale 1 : 3, utilizînd două cimenturi, concretizate în sistemul ciment portland—făină de calcar și în sistemul ciment RIM—făină de calcar. Încercările s-au efectuat conform standardelor în vigoare, la compresiune și la întindere, pentru proporțiile de 5 ; 10 ; 15 ; 30 ; 60 și 80 părți făină de calcar în 100 părți de amestec, după 3 ; 7 ; 28 ; 56 și 90 zile de întărire. Rezultatele obținute au fost tabelate și studiul lor permite stabilirea următoarelor observații :

Tabelul 1

Rezistența la compresiune a cimentului portland, în amestec cu făină de calcar, pe mortare normale 1 : 3

Nr. crt.	% în 100 g	Amestec		a/c	Rezistența la compresiune daN/cm²				
		calcar g	ciment g		3 zile	7 zile	28 zile	56 zile	90 zile
0	0	0	500	0,32	219	293	444	485	490
1	5	25	475	0,33	227	312	464	498	518
2	10	50	450	0,35	223	304	430	480	490
3	15	75	425	0,37	217	292	404	460	474
4	30	150	350	0,45	204	260	346	402	426
5	60	300	200	0,80	130	150	200	265	286
6	80	400	100	1,60	64	78	87	132	152

1⁰ Variația valorilor rezistenței la compresiune, cu un ciment portland, în funcție de procentele de făină de calcar, de raportul apă : ciment pur și de descreșterea conținutului în ciment este prezentată în tabelul 1. Datele obținute pun în evidență faptul că se realizează, pentru conținutul de 80% în făină de calcar, valori apreciabile ale rezistenței la compresiune, care la 90 zile de întărire ajung la 152 daN/cm². Acest ciment, format din 80% făină de calcar și 20% ciment portland, poate servi ca liant în cazul mortarelor de zidărie, cu obligația întrebuințării unor adaose tensioactive antrenoare de aer, pentru a-i îmbunătăți lucrabilitatea și rezistența la acțiunea înghețului repetat. Analizînd cimenturile cu 30% făină de calcar, se observă că acestea oferă, față de proba martor, valori micșorate ale rezistenței la compresiune, micșorare care poate ajunge prin utilizarea cimentului portland pînă la 100 daN/cm². Se constată că se obțin sporuri de rezistență la compre-

siune, la procentele mici în făină de calcar, de 5%; deci sporurile maxime sînt deplasate spre valorile cimentului simplu. De asemenea este caracteristic faptul că la toate duratele de întărire, sporul maxim a fost realizat la același conținut de 5% în făină de calcar, iar valoarea sporului atinge, după o perioadă de întărire de 28 de zile, circa 5% din rezistența cimentului.

Tabelul 2

Rezistența la întindere a cimentului portland, în amestec cu făină calcar, pe mortare normale 1 : 3

Nr. crt.	% în 100 g	Amestec		a/c	Rezistența la întindere daN/cm²				
		calcar g	ciment g		3 zile	7 zile	28 zile	56 zile	90 zile
0	0	0	500	0,32	22,50	27,0	42,50	43,0	46,0
1	5	25	475	0,33	21,9	26,7	40,5	42,0	44,3
2	10	50	450	0,35	21,8	25,8	39,2	41,1	44,0
3	15	75	425	0,37	21,0	25,5	36,5	39,5	42,5
4	30	150	350	0,45	20,0	23,7	31,5	35,0	37,5
5	60	300	200	0,80	14,9	15,6	21,3	24,5	27,9
6	80	400	100	1,60	—	7,8	10	14,0	14,2

2⁰ În tabelul 2 sînt reprezentate valorile rezistenței la întindere, în cazul aceluiași ciment portland, de unde se constată că valorile scad treptat în acest caz, odată cu creșterea conținutului în făină de calcar.

3⁰ Variația valorilor rezistenței la compresiune, cu un ciment RIM, este prezentată în tabelul 3. Rezultă de aici, prin obținerea de valori sporite față de cele din cazul cimentului portland, că reacția dintre făina de calcar și

Tabelul 3

Rezistența la compresiune a cimentului RIM, în amestec cu făină calcar, pe mortare normale 1 : 3

Nr. crt.	% în 100 g	Amestec		a/c	Rezistența la compresiune daN/cm²					
		calcar g	ciment g		1 zi	3 zile	7 zile	28 zile	56 zile	90 zile
0	0	0	500	0,32	212	274	321	402	408	421
1	5	25	475	0,33	232	297	351	410	420	431
2	10	50	450	0,35	239	306	355	412	424	440
3	15	75	425	0,37	237	299	360	405	428	448
4	30	150	350	0,45	217	280	314	382	406	420
5	60	300	200	0,80	143	174	191	254	266	280
6	80	400	100	1,60	62	92	110	122	130	150

ciment este mult mai intensă, chiar din primele zile de întărire, ca urmare a conținutului ridicat în celit II și în calce al cimentului RIM, cum și datorită fineței sale de măcinare mai avansate. Ca atare se obțin sporuri de rezistență superioare, care se extind într-un domeniu mai mare al conținutului în făină de calcar, încît la procentul de 30% valorile rezistenței la compresiune ajung pe cele ale probelor martor. Prin urmare cimentul RIM, cu un conținut în amestec de 30% făină de calcar, formează un alt ciment, care are valoarea rezistenței la compresiune egală cu cea a cimentului simplu, fără calcar, ca rezultat al reacțiilor de formare a complexului carbonat aluminat tricalcic hidratat, ce contribuie la obținerea acestei rezistențe, în acest caz la compresiune. Prin faptul că s-a întrebuințat mai puțin ciment de bază se obține o economie de ciment. De asemenea se observă că valorile maxime ale rezistenței la compresiune se deplasează către conținutul de 10 ... 15% în făină de calcar, încît domeniul sporurilor de rezistență se extinde la mai multe procente, începînd cu 5% și terminîndu-se în apropierea lui 30%, fenomen ce caracterizează dealtfel influența calcarului în cazul cimentului RIM. Analizînd datele din tabelul 3 se observă, chiar din prima zi de întărire, influența pozitivă a calcarului, cu un maximum de rezistență, cum s-a mai specificat, mutat spre conținuturile mai mari în calcar, de 10 ... 15%.

Este necesar să se specifice și în cazul cimentului RIM, că valorile caracteristice cimentului cu 80% făină de calcar devin apreciabile, chiar după 24 ore de întărire, cînd ajung la 62 daN/cm², ca la 3 zile să fie de 92 daN/cm² iar la 7 zile, după cum se observă, să ajungă la 110 daN/cm². Se poate afirma, în comparație cu cimentul portland cu făină de calcar, că valorile obținute sînt mult mai mari, fapt ce caracterizează cimentul RIM și întărește afirmația din literatură în legătură cu natura cimentului de bază [1]. O altă observație se poate face cu privire la cimentul cu un conținut de 80% în făină de calcar, anume, se obține la durate de întărire tîrzii, ce depășesc 90 zile, aceeași valoare a rezistenței la compresiune și în cazul cimentului RIM ca și în cazul cimentului portland, de 150 ... 152 daN/cm², cu toate că valoarea comparativă a probelor martor, la această perioadă de întărire, este diferită. Aceasta ar însemna că rezistențele tîrzii se egalează oarecum la cimentul cu 80% făină de calcar și n-ar mai corespunde afirmațiilor din literatură în legătură cu influența naturii cimentului, cum rezultă de altfel și în cazul rezistenței la întindere, cînd există aceeași tendință de egalare a rezistențelor.

Trebuie să se sublinieze faptul că cimentul RIM, după părerea noastră, se comportă excelent în amestec cu făina de calcar, atît prin sporurile de rezistență obținute, cît și prin felul cum decurge procesul întăririi la conținuturile mari în făină de calcar, cu valori apreciabile chiar din primele zile de întărire. Deci, proporționat cu valoarea procentului în făină de calcar din amestec, se poate afirma, într-un anumit sens, că s-a păstrat din caracterul cimentului RIM prin creșterea comparativă în timp a rezistențelor obținute.

4⁰ Variația valorică a rezistenței la întindere la același ciment RIM este reprezentată în tabelul 4. Se observă, spre deosebire evidentă de cimentul portland discutat, că se obțin sporuri ale rezistenței la întindere într-un

domeniu al procentelor în făină de calcar, cuprins între 5 și 30%. Așadar se constată că, la întindere, chiar inclusiv procentul de 30% a prezentat sporuri de rezistență.

Tabelul 4

Rezistența la întindere a cimentului RIM, în amestec cu făină calcar, pe mortare normale 1 : 3

Nr. crt.	% în 100 g	Amestec		a/c	Rezistența la întindere daN/cm²				
		calcar g	ciment g		3 zile	7 zile	28 zile	56 zile	90 zile
0	0	0	500	0,32	25,3	26,9	32,7	35,3	36,3
1	5	25	475	0,33	28,5	31,0	36,3	37,7	39,9
2	10	50	450	0,35	30,3	32,1	38,3	39,0	42,5
3	15	75	425	0,37	31,0	33,0	38,5	40,0	43,0
4	30	150	350	0,45	26,0	30,3	34,5	38,5	38,0
5	60	300	200	0,80	16,5	18,6	25,8	27,9	29,4
6	80	400	100	1,60	—	7,9	13,1	14,7	15,1

3. Concluzii

Din studiul amestecurilor cu cimentul a făinii de calcar compact de la Stînca-Ștefănești, din punct de vedere al rezistențelor mecanice, pe mortare normale 1 : 3, se reliefează că :

1. Aceste calcare pot fi întrebuințate în amestec cu cimentul pînă la un conținut de 30%, cînd se obțin sporuri de rezistență ; în cazul proporțiilor mai mari, de 60 și 80%, pot forma lianți indicați pentru mortarele de zidărie, superiori mortarului cu var gras, dar care necesită, în scopul îmbunătățirii lucrabilității și rezistenței la acțiunea înghețului repetat, adaosuri tensioactive antrenoare de aer sau mixte.

2. Cimentul RIM, în amestec cu calcarul respectiv, prezintă sporuri valorice mai mari ale rezistențelor mecanice, sporuri ce se extind într-un domeniu mai larg, cuprins între 5 și 30% și imprimă oarecum caracterul său proporționat la procentele utilizate.

3. Se pare că pentru conținuturile mari în făină de calcar din amestec, de 80%, rezistențele mecanice tîrzii, începînd cu 90 zile, nu se deosebesc valoric în funcție de natura cimentului de bază, sau cel puțin pentru cele două cimenturi încercate, RIM și portland, conducînd la obținerea acelorași valori.

Primită la 21 mai 1971

Institutul politehnic, Iași,
Laboratorul de materiale de construcții

BIBLIOGRAFIE

1. Steopoe Al., *Agregatele calcaroase în betoane.* Rev. Constr. și Mater. de Constr., *4*, 207 (1967).
2. Steopoe Al., *Sur la structure des suspensions aqueuses des ciments purs ou mélangés et sur les propriétés techniques de ces suspensions durcies.* Revue des Matériaux de Construction, *508, 1* (1958).

3. Steopoe Al., *Îndrumător pentru utilizarea cimenturilor în construcții*. Ed. Tehn., Buc., 1967, 52—53.
4. Burlacu I., *Influența făinii de calcar compact de la Stînca-Ștefănești, jud. Botoșani, în procesul de hidratare și întărire a cimentului*. Bul. Inst. polit. Iași, XIX (XXIII), *3—4*, s. V, 119—126 (1973).
5. Chelărescu Al., Bîgu Gh., Păunel El. Nichita O., Boțoman Gh., *Rocile calcaroase din lungul rîului Prut, sursă de materie primă pentru fabricarea cimentului*. Bul. Inst. polit., Iași, XII (XVI), *3—4*, 437 (1966).
6. Farran J., Maso C.J., *De l'emploi des substitutions calcaires pour l'amélioration des agrégats à bétons*. Rev. des Matériaux de Construction, *586—587*, 195 (1964).

LE COMPORTEMENT DES CIMENTS AVEC DU FARINE DE CALCAIRE COMPACT DE STÎNCA-ȘTEFĂNEȘTI, DISTRICT DE BOTOȘANI, DANS LA RÉALISATION DES MORTIERS

(Résumé)

On étudie l'influence exercée par la farine de calcaire compact de Stînca-Ștefănești en mélange avec le ciment sur les mortiers normals 1 : 3. Les résultats ont été appreciés spécialement d'après la variation de la résistance à la compression et à la traction, à différents intervals de temps.

1976 JUNE 2/21

40825